



# Mesures dynamiques lors du battage du pénétromètre PANDA 2

Miguel-Angel Benz-Navarrete

## ► To cite this version:

Miguel-Angel Benz-Navarrete. Mesures dynamiques lors du battage du pénétromètre PANDA 2. Génie des procédés. Université Blaise Pascal - Clermont-Ferrand II, 2009. Français. NNT : 2009CLF21930 . tel-00725564

**HAL Id: tel-00725564**

**<https://theses.hal.science/tel-00725564>**

Submitted on 27 Aug 2012

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

N° d'ordre : D.U 1930  
EDSPIC : 438

**UNIVERSITE BLAISE PASCAL - CLERMONT II**  
**ECOLE DOCTORALE**  
**SCIENCES POUR L'INGENIEUR DE CLERMONT-FERRAND**

**THÈSE**

Présentée par

**Miguel Angel BENZ NAVARRETE**

Ingénieur Constructeur P/U/C/V – Chili

pour obtenir le grade de:

**DOCTEUR D'UNIVERSITE**

**SPECIALITE : GENIE CIVIL**

**MESURES DYNAMIQUES LORS DU BATTAGE DU  
PENETROMETRE PANDA 2.**

Soutenue publiquement le 12 Juin 2009 devant le jury :

MM	R. Frank	Président
	P. Foray	Rapporteur et examinateur
	R. Kastner	Rapporteur et examinateur
	Y. Haddani	Examineur
	G. Saussine	Examineur
	D. Boissier	Directeur de thèse
	R. Gourvès	Codirecteur de thèse



*« Hay hombres que luchan un día y son buenos. Hay otros que luchan un año y son mejores. Hay quienes luchan muchos años y son muy buenos. Pero hay los que luchan toda la vida: esos son los imprescindibles »*

*(Bertolt Brecht)*

*« Il y a des hommes qui luttent un jour et qui sont bons. Il y en a d'autres qui luttent un an et qui sont meilleurs. Il y en a qui luttent pendant des années et qui sont excellents. Mais il y en a qui luttent toute leur vie et ceux-là sont indispensables »*

*A mis Padres : Aurora y Enrique.*







## ***REMERCIEMENTS***

Je souhaite adresser mes sincères remerciements à Monsieur Roland Gourvès, maître de conférence à Polytech'Clermont Ferrand, conseiller scientifique de Sol-Solution, directeur scientifique de cette thèse, pour avoir initié et suivi ce travail avec beaucoup d'intérêt et de passion et surtout pour m'avoir accordé sa confiance pour le mener à bien. Ainsi, pour lui exprimer ma gratitude, je tiens à lui dédier ce travail de thèse, car à la fin d'une carrière de recherche universitaire dans le domaine de la mécanique de sol, et plus particulièrement sur les méthodes d'auscultation de sols, il a su replacer l'intérêt porté sur les pénétromètres dynamiques avec beaucoup d'inspiration, de persévérance et de conviction.

En outre, ce travail n'aurait pas été le même sans la collaboration des membres du laboratoire LGC et du Polytech'Clermont Ferrand, notamment ceux qui appartiennent au groupe de géotechnique. Je voudrais ainsi exprimer ma reconnaissance la plus profonde et amicale à Messieurs Daniel Boissier, Professeur à l'Université Blaise Pascal et directeur de cette thèse, Claude Bacconnet et Pierre Breul, Maîtres de conférence, mais aussi à Madame Orianne Jenck, pour avoir suivi ce travail avec la plus grande attention, pour les diverses discussions échangées et surtout pour l'accueil chaleureux dont ils ont fait preuve depuis mon arrivée au sein du laboratoire et du groupe.

Je remercie très sincèrement Messieurs Pierre Foray, Professeur à l'Institut Polytechnique National de Grenoble et Richard Kastner, Professeur à l'INSA de Lyon, pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant de juger ce travail et d'en être les rapporteurs, ainsi que pour le temps qu'ils m'ont consacré en me recevant avant la soutenance. De même, je veux assurer ma reconnaissance à Messieurs Roger Frank, Younes Haddani et Gilles Saussine pour avoir accepté de faire partie du jury de cette thèse.

Mes remerciement vont également au-delà de l'Atlantique, au Chili, à Messieurs Raúl Espinace et Juan Palma, professeurs à l'Université Pontificale Catholique de Valparaiso (PUCV), pour m'avoir donné l'opportunité de venir en France a fin de continuer ma formation comme ingénieur géotechnicien ainsi que pour m'avoir accordé leur confiance tout au long de ces dernières années. Je voudrais exprimer ma reconnaissance aussi à Messieurs Gabriel Villavicencio et Claudio Carvajal, ainsi que Mesdames Pamela Valenzuela et Ivonne Jaramillo, pour les conseils et l'aide fournis au début de ma formation au sein du groupe de géotechnique de la PUCV.

Je suis extrêmement reconnaissant à toutes les personnes qui m'ont aidé et soutenu de différentes façons. Je pense particulièrement à tous mes collègues au sein de Sol-Solution, ceux qui sont encore parmi nous et ceux qui sont déjà partis, mais je pense aussi à mes chers collègues et amis du laboratoire LGC du Polytech'Clermont Ferrand.

Enfin, je pense à l'ensemble des personnes qui ont toujours été présentes tout au long de ce travail, pour leurs encouragements, leur soutien, leur sympathie, leur bonne humeur... Je pense aussi à toute ma famille, mais également à tous mes amis. Ce travail a été très enrichissant pour moi, car vous m'avez apporté un peu de vous et vous avez emmené avec vous un peu de moi.



## ***AVANT PROPOS***

Depuis le début des années 1990, le bureau d'études Sol Solution conçoit, développe et commercialise des produits innovants dans le domaine de la reconnaissance géotechnique des sols. Le Panda, produit phare et pierre angulaire de l'entreprise est un pénétromètre dynamique à énergie variable permettant d'une part de contrôler la qualité du compactage des ouvrages en terre et d'autre part de réaliser des essais de reconnaissance géotechnique pour l'identification de formations superficielles des sols.

Un service de recherche et développement interne à l'entreprise assure la constante évolution des procédés et des appareils pour apporter des solutions innovantes dans le domaine de la géotechnique. De plus, Sol solution a toujours bénéficié de l'accompagnement, de l'échange scientifique et du partenariat avec le Laboratoire de Génie Civil et Polytech'Clermont de l'Université Blaise Pascal.

Au-delà de l'indépendance financière de la société, Sol Solution s'engage à mettre en œuvre les moyens nécessaires pour développer son indépendance d'esprit scientifique et technique. Ainsi, un effort de l'ordre de 10% du chiffre d'affaires est consacré aux investissements en recherche et développement appliqué. La société a financé six thèses depuis sa création et deux autres sont en cours de réalisation, toujours en partenariat avec le Laboratoire de Génie Civil et Polytech'Clermont Ferrand. A l'heure actuelle, Sol Solution a reçu du Ministère de l'Enseignement supérieur et de la Recherche un agrément lui permettant d'exécuter des travaux de recherche.

C'est dans cet esprit qu'a été développé le présent travail. En effet, à la lumière d'une vingtaine d'années d'expériences et de recherches sur le pénétromètre Panda il nous a semblé nécessaire de procéder à une refonte approfondie de l'appareil avec un double objectif : intégrer les avancées technologiques et renouveler l'intérêt porté sur la technique de pénétration dynamique. Pour ce faire, Sol Solution a financé une thèse en bourse CIFRE (n°542/2005) sur le sujet. Le présent mémoire est ainsi le fruit du travail réalisé lors de ces trois dernières années et qui permet entre autre de consolider l'avancée scientifique et technologique de la société dans le domaine des essais pénétrométriques.



## Résumé

Par le caractère hétérogène des sols présents en surface, le dimensionnement et la construction de fondations et de structures demandent une bonne connaissance du comportement mécanique du sol et de sa variabilité spatiale. Les essais in-situ constituent ainsi des outils précieux et parmi eux, les plus couramment utilisés à travers le monde sont les pénétromètres dynamiques. Toutefois, ils ne permettent d'obtenir que quelques informations sur le sol, plus particulièrement la résistance de pointe. De même, ce sont des appareils qui n'ont pas bien évolué et demeurent une technique un peu ancienne et rustique dont l'interprétation reste encore empirique.

La réduction importante en taille et en coût des capteurs et de l'instrumentation associée permet à l'heure actuelle de mesurer des phénomènes physiques ayant lieu dans des conditions de travail singulières et inconcevables il y a quelques années, tels que le battage dans le sol d'un pénétromètre.

C'est dans cet esprit qu'a été développé ce présent travail à partir de l'essai de pénétration dynamique Panda (*Gourvès, 1991*). L'objectif de ce travail est de concevoir et de développer de manière simple et économique un pénétromètre dynamique équipé de différents capteurs permettant d'une part d'obtenir la résistance de pointe et d'autre part de déterminer, par l'analyse des signaux enregistrés lors d'un choc, des paramètres supplémentaires gouvernant le comportement en déformation du sol mis en jeu pendant l'enfoncement du cône. Pour ce faire, nous avons retenu une méthodologie de travail pluridisciplinaire qui combine l'approche analytique, numérique et expérimentale.

Ce mémoire a été ainsi structuré en quatre parties suivies d'une conclusion générale :

- dans un premier temps, nous présentons un bref aperçu sur les techniques de reconnaissance géotechnique et plus particulièrement celle des essais de pénétration dynamique, telle que le Panda.
- La deuxième partie est consacrée au développement et à la validation d'un nouveau pénétromètre : le Panda 2. Sur cette nouvelle version, l'énergie de battage est mesurée par le biais de jauges de déformation installées dans la tête du pénétromètre. L'interprétation et l'exploitation de mesures reposent ainsi sur la théorie de propagation unidirectionnelle d'ondes.
- La troisième partie constitue le cœur de notre travail. Elle porte sur la conception, le développement et la validation d'un appareil permettant de reconstruire, à partir de l'analyse des signaux, la courbe charge-enfoncement dynamique en pointe pour chaque coup de marteau fourni lors du battage. Pour ce faire, le découplage des ondes se propageant dans les tiges s'avère nécessaire. Une méthodologie d'exploitation de la courbe charge-enfoncement est proposée permettant ainsi de déterminer des paramètres tels que la résistance statique, le module sécant de déformation, le coefficient d'amortissement et la célérité des ondes dans le sol. Une série d'expériences et d'essais in-situ est présentée et leurs résultats sont comparés à ceux proposés dans la littérature.
- Enfin, la dernière partie est consacrée à la simulation numérique par éléments discrets (2D et 3D) de l'enfoncement pénétrométrique dans des milieux granulaires purement frottants. Nous nous intéressons plus particulièrement à l'étude de la relation entre la densité du milieu et la résistance en pointe. Les résultats obtenus sont confrontés à des études expérimentales réalisées au sein d'une chambre d'étalonnage. Ce modèle constitue ainsi une première étape vers des modélisations futures du phénomène de battage pénétrométrique nous permettant de mieux comprendre et de relier l'information contenue dans les signaux mesurés lors du battage et le comportement du sol autour du cône.

**Mots clés :** reconnaissance de sols – pénétromètre dynamique – propagation d'ondes – analyse des signaux - découplage d'ondes – courbe charge/enfoncement dynamique – modélisation par éléments discrets - Panda 3.



## Abstract

Given the high heterogeneity of shallow soils, the design and construction of foundations demand good knowledge about the mechanical behaviour and the spatial variability of the soils. The in-situ tests are valuable tools to characterize the soils. Among them, the dynamic penetrometer tests are widely used around the world. However, these tests only allow to obtain a global parameter, which is the soil penetration or cone resistance. Besides, the testing devices are generally underdeveloped and the interpretation of its results is still empirical.

The significant reduction in size and cost of sensors and other components allows nowadays to measure some physical phenomena that take place during singular work conditions. These measurements were unimaginable some few years ago. This is the case of the driving of the penetrometer into the soil.

This work has been developed within this context and takes as reference the Panda® test (*Gourvès, 1991*). The main purpose of this work is to design and to build a simple and economic dynamic penetrometer equipped with different sensors to estimate: (1) the soil penetration resistance and (2) additional parameters recorded during the driving of the penetrometer. To this aim, we used a multidisciplinary methodology that combines: analytical, numerical and experimental approaches.

This manuscript is divided in four chapters followed by a general conclusion:

- Initially, we present an overview about the methods for soils characterisation focussing on the dynamic penetration tests such as the Panda® test.
- The second chapter deals with the validation and development of a new dynamic penetrometer called Panda 2®. In this new version, the driving energy is measured through strain gauges installed in the anvil of the device. The interpretation of the measurements is based on unidirectional wave propagation theory.
- The third chapter represents the core of this work. It concerns the design, development and validation of a device that allows to estimate, from the signal analysis, the tip's dynamic load-penetration curve for each blow delivered during the driving. To make this, it is necessary to separate the waves that are being propagated into the bar. A methodology to interpret the load-penetration curve is proposed. From this curve we can obtain other soil parameters as: static strength, deformation modulus, damping coefficient and wave celerity. This chapter also presents the comparison between various in laboratory and in-situ tests with some results reported in the literature.
- Finally, the last chapter presents the discrete modelling (2D and 3D) of the cone penetration in granular media. The main objective of this analysis is to study the bulk density and the cone resistance relationship. The results are compared with experimental studies carried out in a calibration chamber. This model is a first step towards future models of the cone penetration. The results help to understand and to link the information contained in the signals measured during the testing with the soil behaviour nearby the cone.

**Keywords :** soil characterisation– dynamic penetrometer– wave propagation – signal analysis - wave separation – dynamic load/penetration curve – discrete modelling – Panda 3.





## Resumen

Dada la heterogeneidad que presentan los suelos superficiales, el diseño y la construcción de fundaciones y de estructuras requieren un buen conocimiento sobre el comportamiento mecánico estos, así como también de su variabilidad espacial. Los ensayos in-situ son herramientas muy valiosas para el ingeniero y entre los más empleados en el mundo, los penetrómetros dinámicos representan una parte considerable. Sin embargo, esta técnica permite obtener muy poca información sobre el terreno, particularmente la resistencia de cono. Además, son por lo general aparatos que no han evolucionado lo suficiente y son una técnica un tanto antigua y un poco rustica cuya interpretación es aun empírica.

Por otra parte, la reducción importante en el tamaño y el costo de los sensores, y de la instrumentación asociada, permite hoy en día de medir algunos fenómenos que suceden en condiciones de trabajo particulares y que hace algunos años eran inconcebibles. Este es el caso del hincado de un penetrómetro.

Es en este contexto que se desarrolla el presente trabajo a partir del ensayo de penetración dinámica Panda (Gourvès, 1991). El objetivo es diseñar y desarrollar, de manera simple y económica, un penetrómetro equipado de diversos sensores que permitan obtener por una parte la resistencia de cono y por otra algunos parámetros adicionales que rigen el comportamiento deformacional del suelo puesto a prueba durante la penetración del cono. Para ello, el presente trabajo se apoya en una metodología multidisciplinaria que combina los enfoques analíticos, numéricos y experimentales.

Esta memoria esta dividida en cuatro partes, seguidas de una conclusión general.

- En primer lugar se presenta una descripción sucinta de las técnicas de reconocimiento geotécnico in-situ, más precisamente aquella que concierne a los ensayos de penetración dinámica, como el Panda.
- La segunda parte está dedicada al desarrollo y a la validación de un nuevo penetrómetro, el Panda 2. En esta nueva versión, la energía de hinca es medida mediante galgas extensiométricas instaladas en el propio penetrómetro. De esta forma, la interpretación y la explotación de las mediciones está basada en la teoría de propagación de ondas unidireccionales.
- La tercera parte constituye la esencia de nuestro trabajo y atañe la concepción, al desarrollo y a la validación de un equipo que permita reconstruir, a partir del análisis de señales, la curva esfuerzo-penetración dinámica por cada golpe de martillo dado durante la hinca. Para ello, la separación de las ondas que se propagan en las barras del penetrómetro resulta necesaria. Una metodología para la explotación de dicha curva es propuesta, permitiendo así determinar algunos parámetros adicionales tal como: la resistencia estática de punta, el modulo secante de deformación, el coeficiente de amortiguamiento y la celeridad de la onda en el suelo. Una serie de experimentos y pruebas in-situ es presentada y los resultados son comparados con aquellos propuestos en la literatura.
- La última parte esta dedicada a la simulación discreta (2D y 3D) del ensayo de penetración en medios granulares. Nos interesamos particularmente al estudio de la relación entre la densidad del medio y la resistencia de cono. Los resultados obtenidos son comparados con aquellos obtenidos experimentalmente en cámara de calibración. Este modelo constituye así un primer paso hacia la modelización futura del fenómeno de hincado que permita comprender de mejor forma y a la vez relacionar la información contenida en las señales registradas durante la hinca y el comportamiento del suelo alrededor del cono.

**Palabras claves:** Reconocimiento de suelos – penetrómetro dinámico – propagación de ondas – análisis de señales – separación de ondas – curva esfuerzo/penetración dinámica – modelización discreta - Panda 3.



# Table de Matières

<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>- 1 -</b>
-----------------------------------	--------------

## ————— Partie 1 —————

### ETUDES PRELIMINAIRES.

I. Introduction.....	7
II. La reconnaissance géotechnique in-situ.....	8
II.1. Caractérisation mécanique des sols. ....	8
II.1.1. Détermination des propriétés mécaniques. ....	9
II.2. Caractérisation in-situ. ....	11
II.2.1. Les essais de cisaillement. ....	12
II.2.2. Les essais d'expansion. ....	13
II.2.3. Les essais de pénétration. ....	13
II.3. Conclusions. ....	13
III. L'essai pénétrométrique. ....	14
III.1. Les pénétromètres statiques (CPT). ....	15
III.1.1. Généralités. ....	15
III.1.2. Interprétation théorique et modélisation du terme de pointe. ....	16
III.1.3. Critiques faites aux pénétromètres statiques. ....	20
III.2. Les pénétromètres dynamiques. ....	22
III.2.1. Généralités. ....	22
III.2.2. Interprétation théorique. ....	22
III.2.3. Critiques faites aux pénétromètres dynamiques. ....	28
III.3. Corrélations. ....	29
III.3.1. Corrélations entre qc et qd. ....	29
III.3.2. Corrélations avec des caractéristiques mécaniques du sol. ....	31
III.4. Conclusions. ....	33
IV. Le pénétromètre dynamique Panda. ....	34
IV.1. Historique du Panda.....	35
IV.2. Principe et mode de mesure. ....	35
IV.3. Domaines d'application. ....	36
IV.3.1. Contrôle de compactage. ....	37
IV.3.2. Reconnaissance des sols en surface. ....	38
IV.4. Conclusions. ....	40
V. Intérêt d'une étude sur les pénétromètres dynamiques. ....	40

## ————— Partie 2 —————

### CONCEPTION ET DEVELOPPEMENT D'UN PENETROMETRE DYNAMIQUE A JAUGES EXTENSOMETRIQUES : LE PANDA 2.

I. Introduction.....	43
II. Le pénétromètre dynamique Panda 2.....	44
II.1. Principe général.....	44
II.2. Caractéristiques du pénétromètre et description du matériel.....	45

II.2.1. L'unité Centrale d'Acquisition (UCA).....	45
II.2.2. Le terminal de dialogue (TDD).....	45
II.2.3. Le marteau, la batteuse et la tête de battage.....	45
II.3. Mesure de l'énergie de battage.....	47
II.4. Conclusion.....	47
III. Propagation unidimensionnelle d'ondes longitudinales dans un pénétromètre : approche analytique.....	48
III.1. Considérations initiales.....	48
III.2. L'impact du marteau : naissance de l'onde.....	49
III.3. La propagation dans les tiges : équation de l'onde.....	50
III.4. Relation entre la force et la vitesse de l'onde.....	52
III.5. Energie transportée par l'onde : du marteau aux tiges.....	52
III.6. Changements d'impédance : transmission et réflexion de l'onde.....	53
III.7. Conditions aux limites.....	53
III.7.1. L'onde arrive à une extrémité libre.....	54
III.7.2. L'onde arrive à une extrémité fixe.....	54
III.7.3. Les effets des efforts le long de tiges.....	54
III.7.4. Interposition d'une tête de battage.....	54
III.8. Application pratique : approche expérimentale.....	55
III.8.1. Appareillage de mesure.....	55
III.9. Conclusions.....	55
IV. Etalonnage expérimental et modélisation numérique.....	56
IV.1. Appareillage de mesure expérimentale : prototype PANDAWave 1.....	56
IV.1.1. Conception d'appareillage d'étalonnage en laboratoire.....	57
IV.1.2. Reproductibilité des signaux – Caractérisation des ondes.....	57
IV.2. Modélisation numérique du battage du Panda 2.....	59
IV.2.1. Modélisation du battage sur PFC <sup>2D</sup> .....	59
IV.2.2. Validation analytique et expérimentale.....	62
IV.2.3. Bilan.....	65
IV.3. Mise au point du pénétromètre Panda 2.....	65
IV.3.1. Propagation d'ondes dans le Panda 2.....	65
IV.3.2. Energie transmise – efficacité maximale du battage.....	66
IV.3.3. Influence de la longueur de tiges.....	69
IV.3.4. Influence du type de marteau et de la vitesse d'impact.....	72
IV.3.5. Influence de l'opérateur.....	78
IV.4. Conclusions.....	80
V. Validation in-situ du Panda 2.....	81
V.1. Fonctionnalité de l'appareil et répétitivité de résultats.....	81
V.2. Influence in-situ du type de marteau.....	81
V.3. Fiabilité de résultats : essais comparatifs avec le Panda 1.....	83
V.3.1. Validation in-situ.....	83
V.3.2. Validation en laboratoire - chambre de calibration.....	85
V.3.3. Récapitulatif d'essais comparatifs.....	86
VI. Conclusions.....	87

### ————— Partie 3 —————

## DETERMINATION DE LA COURBE CHARGE - ENFONCEMENT DYNAMIQUE EN POINTE PAR DECOUPLAGE ET RECONSTRUCTION D'ONDES.

I. Introduction.....	91
II. Principe de l'essai : le Panda 3.....	92
III. Découplage et reconstruction d'ondes élastiques dans les tiges.....	96

III.1. Découplage ou séparation d'ondes longitudinales.....	97
III.1.1. Méthode 1J.....	97
III.1.2. Méthode 2J.....	98
III.1.3. Méthode JA.....	99
III.2. Reconstruction des signaux.....	100
III.3. Validation expérimentale - numérique.....	102
III.3.1. Validation expérimentale – simulation du battage.....	102
III.3.2. Validation numérique – application au cas du pénétromètre.....	104
III.4. Conclusions.....	108
IV. Détermination de la résistance de pointe sous chargement dynamique.....	110
IV.1. Dérivation de la résistance à partir des mesures dynamiques.....	110
IV.2. Caractérisation des efforts résistants sous chargement dynamique.....	112
IV.2.1. Modélisation de la résistance statique.....	112
IV.2.2. Modélisation de la résistance dynamique.....	113
IV.3. Méthodes numériques par ajustement des signaux.....	115
IV.4. Conclusion.....	116
V. Développement de l'essai Panda 3.....	118
V.1. Hypothèses de base et considérations initiales.....	118
V.2. Appareillage de mesure –maquette expérimentale.....	119
V.3. Essais de faisabilité et répétitivité.....	121
V.3.1. Essais sur quatre matériaux.....	122
V.3.2. Essais en laboratoire dans une chambre d'étalonnage.....	124
V.3.3. Essais en laboratoire en cuve à profondeur moyenne.....	130
V.3.4. Bilan.....	134
V.4. Exploitation et interprétation des courbes : approche préconisée.....	135
V.4.1. Construction de la polaire de choc.....	135
V.4.2. Interprétation de la courbe $\sigma$ - $s$ dynamique.....	139
V.5. Exploitation des enregistrements expérimentaux.....	142
V.5.1. Essais en chambre d'étalonnage : sable d'Allier.....	142
V.5.2. Essais en cuve.....	145
V.6. Essais in situ.....	147
V.6.1. Résultats.....	149
VI. Conclusions.....	152

## ————— Partie 4 —————

### MODELISATION PAR ELEMENTS DISCRETS DE L'ENFONCEMENT PENETROMETRIQUE DANS LES MILIEUX PULVERULENTS.

I. Introduction.....	157
II. Modelisation numérique des milieux granulaires.....	158
II.1. Méthode des éléments distincts ou discrets (MED).....	158
II.2. Bref aperçu sur PFC Particle Flow Code 2D et 3D.....	158
II.2.1. Loi du mouvement.....	160
II.2.2. Lois de contact.....	160
III. Modelisation par éléments discrets de l'enfoncement : relation entre la résistance en pointe et la densité du milieu.....	161
III.1. Synthèse bibliographique.....	161
III.2. Etude expérimentale.....	163
III.3. Modélisation bidimensionnelle à l'aide de PFC2D.....	165
III.3.1. Principe et considérations initiales.....	165
III.3.2. Etude paramétrique.....	166
III.3.3. Simulation de l'enfoncement.....	172

III.3.4. Conclusions. ....	179
III.4. Modélisation tridimensionnelle à l'aide de PFC3D. ....	180
III.4.1. Etude expérimentale. ....	181
III.4.2. Modélisation et simulation numérique. ....	182
III.4.3. Résultats. ....	183
III.5. Bilan. ....	185
IV. Conclusions. ....	187
 <b>CONCLUSION GENERALE. ....</b>	 <b>191</b>
 <b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES. ....</b>	 <b>197</b>

---

## INTRODUCTION GENERALE

---





## INTRODUCTION GENERALE

La caractérisation des sols à faible profondeur est très importante pour la construction d'infrastructures diverses dans le domaine du génie civil. Le dimensionnement des ouvrages demande une bonne connaissance du comportement mécanique du sol et de sa variabilité spatiale. Cette connaissance peut se faire soit à l'aide d'essais de laboratoire, soit à l'aide d'essais in-situ et parfois selon une méthode mixte. Le but est de fournir aux ingénieurs des données expérimentales sur les propriétés mécaniques des sols, nécessaires pour alimenter leurs codes de calculs, de plus en plus développés, qui les aideront à prévoir le comportement du sol au moment de la construction de l'ouvrage. La qualité de ces prévisions dépendra fortement de la qualité des paramètres du sol obtenus, et la qualité de ceux-ci dépendra de la qualité des essais effectués au long de la campagne de reconnaissance.

Bien que les essais en laboratoire constituent la base de la plupart des connaissances actuelles sur les propriétés mécaniques des sols, ce sont des essais souvent lents, complexes et coûteux, et la qualité des résultats dépend de l'état de remaniement de l'échantillon. En effet, les professionnels de la mécanique des sols savent que le seul processus d'échantillonnage, outre le transport, la manipulation et le taillage, peut altérer significativement la structure interne de l'échantillon. Ceci, ajouté à la difficulté de reproduire en laboratoire l'état de contrainte que le sol avait en place, fait que l'utilisation d'essais in situ devient de plus en plus courante. Le but de ces techniques est ainsi de déterminer avec le minimum d'erreur expérimentale et à un faible coût, quelques paramètres riches pour la caractérisation des sols et utilisables ensuite dans les codes de calcul. Parmi les essais in-situ, les pénétromètres (statiques ou dynamiques) sont les plus utilisés dans le monde et plus particulièrement les dynamiques.

De manière générale, un essai de pénétration dynamique consiste en foncer par battage dans le sol un train de tiges muni d'une pointe conique et à mesurer la résistance opposée par le sol à l'enfoncement. L'utilisation d'un tel appareil possède l'avantage de solliciter le sol dans son état de contrainte naturel et par sa capacité à enregistrer pratiquement en continu la résistance du sol présente un grand intérêt.

Toutefois, le manque de spécifications précises pour le dimensionnement des pénétromètres se traduit par un développement d'une grande palette d'appareils de toutes tailles. De même, la diversité des formules de battage employées pour l'exploitation des mesures fait que leur interprétation n'est pas simple. En outre, les pénétromètres dynamiques sont des appareils qui n'ont pas bien évolué (vis-à-vis des avancées de l'électronique et de l'informatique) et demeurent d'une technicité un peu ancienne et rustique. Dans la plupart des cas, de plus, ce sont des appareils lourds et encombrants.

C'est pour répondre à ces besoins qu'a été conçu le Panda 1, un pénétromètre dynamique léger à énergie variable. L'idée fondamentale a été de réaliser un appareil de reconnaissance des sols qui soit léger et de taille réduite mais ayant une puissance de pénétration suffisante pour ausculter la plupart des sols meubles sur quelques mètres de profondeur. Le principal atout de ce pénétromètre a été d'incorporer des capteurs et des procédures numériques automatisées permettant de mesurer, calculer et enregistrer l'enfoncement et la résistance de pointe pour chaque coup de marteau. Outre sa simplicité et sa rapidité d'emploi, la répétitivité, la fiabilité et la faible variabilité des résultats font de ce pénétromètre un outil bien adapté pour des campagnes de reconnaissance et de cartographie qui cherchent à déterminer la variabilité spatiale des caractéristiques mécaniques des sols, même dans des zones d'accès difficile. Son usage pratique concerne, outre la reconnaissance de sols, le contrôle de compactage des remblais, celui de digues et de barrages en terre... Il est utilisé par des bureaux d'études,

des organisations publiques, des entreprises privées, des centres de recherche, des universités... et environ 2000 exemplaires se trouvent de par le monde.

A l'heure actuelle, l'augmentation des exigences relatives au contrôle de compactage des remblais et des tranchées et la demande croissante d'études géotechniques se sont traduites par un accroissement de l'intérêt pour le Panda 1. De nombreuses améliorations ont été apportées à l'appareil depuis sa création, d'abord pour corriger ses défauts de jeunesse, puis pour améliorer ses performances. Toutefois, compte-tenu des développements récents de l'électronique et de l'informatique, il a semblé indispensable de procéder à une refonte approfondie de l'appareil.

Ainsi a été conçue une deuxième version de l'appareil : le Panda 2 seul pénétromètre dynamique équipé de jauges de déformation permettant de mesurer l'énergie transmise aux tiges pour chaque coup. A la différence de tous les autres pénétromètres, le principe de mesure repose sur la théorie de la propagation longitudinale d'ondes. De manière générale, l'impact du marteau engendre une onde de compression dans le pénétromètre qui se propage vers la pointe où une partie de celle-ci sera utilisée pour déformer le sol et l'autre partie sera réfléchiée vers le haut du pénétromètre. Le Panda 2 a été ainsi conçu pour mesurer l'onde engendrée juste après l'impact, avant toute réflexion possible à la pointe, nous permettant ainsi de mesurer l'énergie emmagasinée dans cette onde. De plus, on sait que l'onde réfléchiée depuis la pointe contient une information précieuse sur les paramètres gouvernant le comportement du sol mis en jeu au cours de l'enfoncement du cône.

Ce travail se déroule ainsi dans un esprit d'innovation, d'une part, par le biais de l'inclusion des développements récents de la technologie à une des techniques les plus anciennes d'auscultation des sols, et d'autre part, à travers l'exploitation de mesures permettant d'obtenir des informations complémentaires à la résistance de pointe.

L'objectif est de concevoir et de développer de manière simple et économique un pénétromètre dynamique permettant, d'une part, d'obtenir la résistance de pointe, et d'autre part, de déterminer des paramètres supplémentaires sur le comportement du sol mis en jeu pendant l'enfoncement du cône. Pour ce faire, nos travaux s'appuient sur une méthodologie de travail qui combine les approches analytique, numérique et expérimentale.

Ce mémoire de thèse est organisé en quatre parties suivies d'une conclusion générale.

Dans la première partie, nous présenterons un bref aperçu sur les techniques de reconnaissance géotechnique in-situ et plus particulièrement celle des essais de pénétration dynamique tel l'essai Panda 1. Nous proposons au lecteur un bref aperçu de l'historique de ce pénétromètre ainsi que son principe de fonctionnement général. Le domaine d'application, ainsi que les problèmes souvent rencontrés dans la pratique (frottement latéral, vitesse d'enfoncement...) sont des sujets également abordés. Nous insisterons particulièrement sur les avantages de cet appareil.

La deuxième partie est consacrée au développement du pénétromètre Panda 2. Nous présenterons les différents composants de l'appareil ainsi que son principe de fonctionnement et de mesure. Puisque le principe de mesure s'appuie sur le calcul de l'énergie emmagasinée dans l'onde de compression engendrée par l'impact, il est particulièrement important de bien comprendre comment cette onde se

propage le long des tiges et quelle est l'influence de différents facteurs (changements de section, interposition d'une tête de battage, frottement latéral...). C'est pour répondre à ces questions qu'on propose un bref aperçu de la théorie de propagation longitudinale d'ondes dans un corps élastique tel qu'une tige cylindrique en acier. Compte-tenu du fait que le développement d'un nouvel appareil comprend non seulement une étape de conception et de montage, mais aussi des études préalables, nous présenterons ensuite les travaux d'étalonnage de celui-ci (expérimentaux et numériques) ainsi qu'une analyse de l'influence de différents facteurs (vitesse d'impact, type de marteau, influence de l'opérateur...). Nous avons procédé à la validation in-situ de l'appareil par le biais d'essais comparatifs avec le pénétromètre Panda 1. Les résultats obtenus sont exposés dans la dernière section de cette partie.

Dans la troisième partie nous nous proposons d'aller encore plus loin. L'objectif est de reconstruire, à partir des mesures extensométriques (force et accélération) réalisées au voisinage de la tête de battage, la courbe charge-enfoncement dynamique en pointe, permettant ainsi de développer un nouvel appareil, qui sera appelé Panda 3. Dans ce but, nous allons présenter le principe général de l'appareil ainsi qu'une synthèse bibliographique sur des expériences similaires. Une étude sur les techniques de découplage d'ondes sera également présentée. Nous abordons ensuite le sujet de la reconstruction des signaux de force et de vitesse en un point quelconque le long de tiges afin de reconstruire la courbe charge et enfoncement dynamique en pointe. La dernière section sera ainsi consacrée au développement du Panda 3. Une série d'expériences sera également présentée, dont le but sera de vérifier la faisabilité de l'essai et la répétabilité des résultats. Une méthodologie d'exploitation de la courbe charge-déformation obtenue sera finalement exposée ainsi que les essais in-situ réalisés.

Enfin, la quatrième partie sera consacrée à la simulation numérique, à l'aide de la méthode des éléments distincts ou discrets (MED), de l'enfoncement pénétrométrique dans un milieu granulaire purement frottant. Pour ce faire nous avons utilisé le code PFC (Particle Flow Code). Dans un premier temps nous présentons un bref aperçu sur la modélisation des milieux granulaires à l'aide de la MED ainsi qu'une description succincte du code PFC 2D et 3D. Nous nous intéressons par la suite à la simulation de l'enfoncement plus particulièrement à l'étude de la relation entre la densité du milieu et la résistance de pointe. Nous commençons par une étude bibliographique de la simulation MED de l'essai de pénétration et, ensuite, nous abordons l'étude d'un modèle bidimensionnel réalisé à l'aide de PFC2D. Une étude de l'influence de différents paramètres du modèle (conditions aux limites, vitesse d'enfoncement...) est également réalisée. Des simulations dans des éprouvettes de différentes densités seront réalisées permettant d'étudier la relation qui lie l'état de serrage du milieu et la résistance de pointe. Dans le but de mieux représenter le phénomène d'enfoncement, nous présenterons ensuite une étude tridimensionnelle dont le modèle sera réalisé à l'aide de PFC3D. Par économie de temps de calcul cette étude sera réalisée dans un matériau granulaire grossier (ballast). Les résultats seront confrontés à des études expérimentales réalisées au sein d'une chambre d'étalonnage.



# PARTIE I

## Etudes préliminaires

### I. Préambule

#### II. La reconnaissance géotechnique in-situ

- II.1. Caractérisation mécanique des sols
  - II.1.1. Détermination des propriétés mécaniques
- II.2. Caractérisation in-situ
  - II.2.1. Les essais de cisaillement
  - II.2.2. Les essais d'expansion
  - II.2.3. Les essais de pénétration
- II.3. Conclusions

#### III. L'essai pénétrométrique

- III.1. Les pénétromètres statiques (CPT)
  - III.1.1. Généralités
  - III.1.2. Interprétation théorique et modélisation du terme de pointe
  - III.1.3. Critiques faites aux pénétromètres statiques
- III.2. Les pénétromètres dynamiques
  - III.2.1. Généralités
  - III.2.2. Interprétation théorique
  - III.2.3. Critiques faites aux pénétromètres dynamiques
- III.3. Corrélations
  - III.3.1. Corrélations entre  $q_c$  et  $q_d$
  - III.3.2. Corrélations avec des caractéristiques mécaniques du sol
- III.4. Conclusions

#### IV. Le pénétromètre dynamique PANDA.

- IV.1. Historique du PANDA
- IV.2. Le principe et mode de mesure
- IV.3. Domaines d'application
  - IV.3.1. Contrôle de compactage
  - IV.3.2. Reconnaissance des sols en surface
- IV.4. Conclusions

#### V. Intérêt d'une étude sur les pénétromètres dynamiques

---



## **PARTIE 1**

### **ETUDES PRELIMINAIRES**

#### **I. INTRODUCTION**

Avant de planifier ou de construire un ouvrage de génie civil, de petite ou de grande dimension, on doit connaître les caractéristiques géologiques, physiques et chimiques du sol de fondation, ainsi que ses propriétés mécaniques et hydrauliques. Pour cela, on doit organiser des campagnes de reconnaissance géotechnique qui dépendent de l'importance de l'ouvrage, de sa destination et de la nature du sol. Ainsi, une telle campagne peut comprendre des forages avec prélèvement d'échantillons, des essais in-situ et des essais en laboratoire.

Bien que les essais en laboratoire permettent une connaissance précise des caractéristiques du sol, les essais in situ ont, entre autres, l'avantage de solliciter les sols dans leur état de contrainte naturel. Dans ce travail on s'intéressera particulièrement à la reconnaissance des sols en surface, c'est-à-dire à quelques mètres de profondeur (0m à 7m), où les contraintes verticales varient entre 0 et 150kPa.

Parmi la grande palette d'essais in-situ disponibles à l'heure actuelle, les essais pénétrométriques sont les plus couramment utilisés car la procédure est rapide, peu coûteuse et qu'il s'agit d'une technique applicable à la plupart des sols superficiels. On trouve des pénétromètres de toutes tailles et de toutes puissances de pénétration. Leurs applications sont variées, allant de la reconnaissance classique des sols en vue de calculs de fondations, jusqu'à l'estimation des paramètres rhéologiques des sols rencontrés.

Cette première partie est consacrée à mettre en évidence l'importance de l'essai de pénétration dans la reconnaissance de sols à travers l'état des connaissances disponibles actuellement sur ces appareils ainsi que sur l'interprétation des résultats obtenus.



## II. LA RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE IN-SITU

Une des grandes différences entre les pratiques de l'ingénierie structurale et de l'ingénierie géotechnique est la façon dont on détermine les propriétés mécaniques des matériaux avec lesquels on travaille. Ainsi, pour les problèmes pratiques de calcul structural, les ingénieurs trouvent souvent ces propriétés tabulées dans des manuels. Il ne leur est donc pas nécessaire de mesurer, par exemple, la résistance d'un acier chaque fois qu'ils l'utilisent dans le projet. En revanche, l'ingénieur géotechnicien travaille avec le sol et la roche, lesquels sont des matériaux dont les propriétés mécaniques sont mal connues et assez variables d'un site à l'autre. Par conséquent, l'ingénieur géotechnicien doit toujours caractériser les sols présents avant de poursuivre n'importe quel calcul.

En effet, en génie civil il n'existe pas d'ouvrage dont les fondations ne soient appuyées sur le sol, c'est pourquoi il s'avère important (avant de planifier l'ouvrage et après avoir fait un examen de l'information géologique disponible du site) de déterminer les paramètres de nature et d'état ainsi que les propriétés mécaniques du sol. Cette détermination s'effectue à travers des campagnes de reconnaissance géotechnique, dont l'ampleur dépend de l'importance de l'ouvrage, de sa destination et de la nature du sol présent dans le site étudié.

Les paramètres de nature et d'état sont souvent obtenus à partir des essais en laboratoire, pratiqués sur des échantillons de sols prélevés in-situ, permettant notamment un classement normalisé des sols.

La caractérisation mécanique conduit à la détermination des paramètres de déformabilité et de résistance du sol, nécessaires pour alimenter les codes de calcul, de plus en plus développés, qui aideront l'ingénieur à prévoir le comportement charge-déformation de l'ouvrage au cours de la conception. Cette caractérisation peut se faire soit à l'aide d'essais de laboratoire soit à l'aide d'essais in-situ et parfois, selon une méthode mixte.

Les possibilités offertes par ces essais sont nombreuses, allant du plus simple au plus compliqué. L'expérience montre que les résultats d'essais obtenus suivant ces deux voies, différentes mais complémentaires, dépendent non seulement de la quantité d'essais réalisés mais surtout de leur qualité (liée aux appareillages, procédures expérimentales, méthodes d'exploitation, qualité des opérateurs,...).

D'après (*Gourvès et al., 1997*), « la caractérisation des sols présents en surface doit permettre de répondre aux questions suivantes : quel matériau est présent, dans quel état de compacité, dans quel état hydrique et avec quel degré d'homogénéité ? ». Ainsi on cherche à déterminer avec le minimum d'erreur expérimentale possible et à un faible coût, quelques paramètres riches pour la caractérisation du sol existant sur les terrains étudiés et utilisables ensuite par l'ingénieur dans ses codes de calcul.

### II.1. Caractérisation mécanique des sols

Le sol est un matériau poreux multiphasique constitué principalement par l'assemblage de particules solides de taille, de forme et de propriétés minéralogiques différentes. Deux autres phases peuvent être présentes dans les pores : la phase liquide et la phase gazeuse. La combinaison de ces trois phases se fait dans des proportions variables, bien que la présence du gaz ne soit pas une obligation.

D'une manière générale, les propriétés mécaniques d'un sol dépendront des caractéristiques physiques des grains constitutifs, de l'arrangement géométrique des grains et de l'interaction de ceux-ci avec les autres deux phases présentes dans les pores.

Au cours des travaux de reconnaissance géotechnique, soit pour des travaux de fondation soit pour l'utilisation du sol comme matériau de construction, l'ingénieur géotechnicien doit déterminer les paramètres de nature et d'état du sol aussi bien que ses propriétés mécaniques. Les paramètres de nature se rapportent à des caractéristiques intrinsèques, c'est-à-dire celles qui ne varient pas ou peu, ni dans le temps ni au cours des différentes manipulations que subit le sol lors de sa mise en œuvre (**Rossi et al. 2005**). Les paramètres d'état sont liés à l'arrangement des grains composant le squelette solide du sol et son interaction avec les phases liquides et gazeuses cohabitant dans l'espace des vides est trop complexe pour être décrite de façon détaillée. Pour déterminer ces paramètres, la technique la plus ancienne comporte l'analyse en laboratoire d'échantillons de sol prélevés in-situ de taille réduite pouvant être remaniés ou non remaniés.

Il n'est pas question ici d'approfondir les différents essais en laboratoire permettant de déterminer les paramètres de nature et d'état du sol. Néanmoins, le lecteur intéressé peut s'adresser à (**Magnan et Mestat, 1997**).

### II.1.1. Détermination des propriétés mécaniques

La déformation et la résistance d'un sol dépendent d'une part de la nature minéralogique des grains qui constituent le squelette solide et d'autre part de l'état du sol. A l'heure actuelle il existe deux approches pour décrire le comportement mécanique du sol : soit en considérant le sol comme un milieu continu, soit en prenant en compte sa nature discontinue.

#### a. Le sol considéré comme un milieu continu

La mécanique des milieux continus (MMC) est le plus souvent à la base de l'étude du comportement des matériaux dans le domaine de la mécanique appliquée et particulièrement dans le domaine du génie civil. La MMC est basée sur la continuité des champs de contraintes et de déformations à l'intérieur du matériau supposé continu.

Néanmoins cette hypothèse essentielle n'est pas justifiée dans le cas du sol, car la non continuité matérielle ne permet pas de définir la contrainte et la déformation comme des variables continues au sein de la structure granulaire. En effet plus le rapport entre la dimension de l'élément représentatif et celle des grains est petit, moins l'hypothèse d'un milieu continu est justifiée. En outre, ce type d'approche doit faire face aux deux types de difficultés suivantes :

- certains aspects du comportement des milieux granulaires, comme la dilatance, la non-existence d'un domaine élastique, sont difficilement compatibles avec les modèles classiques,
- pour rendre compte d'une réalité complexe, il est nécessaire de prendre en compte des variables internes caractérisant l'état microstructural du matériau granulaire (variables d'état, variables d'écrouissage...). En effet, d'après (**Cambou, 1987**) la définition de ces variables est faite habituellement de façon arbitraire et manque de bases physiques.

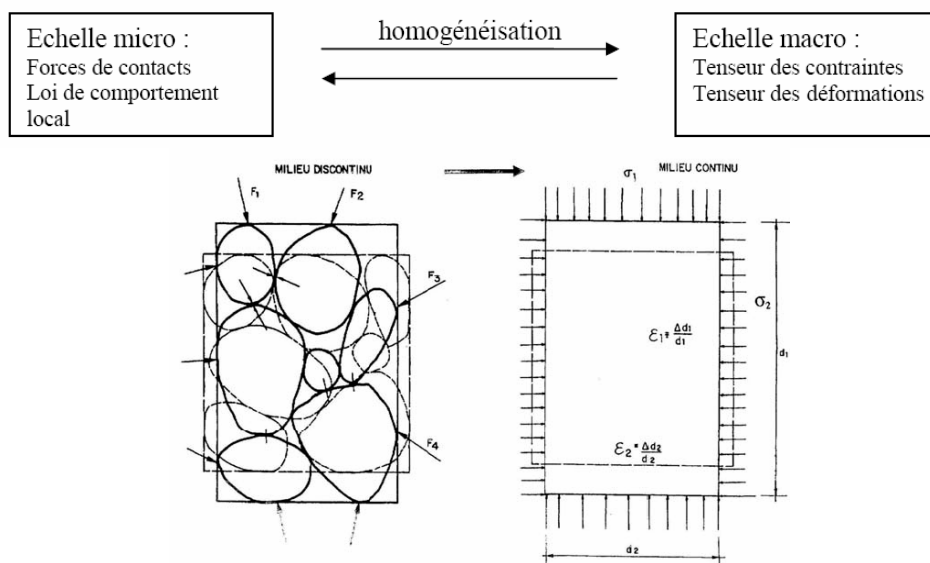


Figure 1-1 Homogénéisation du milieu discontinu.

Malgré tout, depuis plus d'un siècle, les relations basées sur l'approche MMC ont été utilisées pour modéliser le comportement des milieux granulaires. Ainsi, et de manière générale, le comportement d'un matériau assimilé à un milieu continu est régi par une loi reliant le tenseur des contraintes et le tenseur de déformations. Trois classes de lois de comportement jouent un rôle majeur dans la description du comportement mécanique des sols : l'élasticité linéaire, la plasticité et la viscosité.

A l'heure actuelle, les lois de comportement des massifs de sol les plus employées sont les lois élasto-plastiques respectant le critère de Mohr-Coulomb (sol pulvérulent) et le critère de Tresca (sol purement cohérent).

#### b. Le sol considéré comme un milieu discret

Le sol, milieu formé de particules, est par définition un milieu polyphasique. En considérant un cube élémentaire de ce matériau, tel que ses dimensions soient suffisamment grandes devant la taille des grains, alors on peut définir un vecteur contrainte sur chacune de ses facettes. La somme des forces ponctuelles appliquées par l'intermédiaire des contacts entre les grains et des interactions avec les fluides peut se résumer à une résultante unique située au centre de la facette. Ce cube de matière polyphasique, appelé volume élémentaire représentatif (V.E.R), subira un état de déformation intégrant les déformations de chacune de ses phases.

Ainsi la micromécanique des milieux granulaires (MMG) est née du besoin de mieux comprendre le lien entre le comportement global d'un tel matériau et les phénomènes discrets ayant lieu à l'échelle du grain. Cette approche a été introduite en France par Biarez et a été fructifiée par Cambou, Gourvès et Evesque (*Géotechnique 46*).

La MMG se place dans une approche multi-échelles qui consiste à changer l'échelle du problème physique et à exprimer le comportement macroscopique du sol à partir de son comportement local. La réponse du milieu granulaire à un état de contrainte donné est modélisée à l'échelle du V.E.R par un milieu continu. Les paramètres rhéologiques du V.E.R dépendent directement des propriétés de nature et de forme des grains, de leurs interactions avec le liquide et de leurs assemblages.

La solution d'un problème de MMC est unique. La réponse du V.E.R à une sollicitation donnée l'est donc aussi. Ainsi la MMG assure qu'il existe une relation biunivoque entre la réponse à une sollicitation donnée et un assemblage granulaire donné dans un état donné.

### c. Les paramètres mécaniques

Comme on vient de le souligner, les lois de comportement des massifs de sol usuellement employées par les ingénieurs géotechniciens sont les lois élasto-plastiques composées d'une élasticité linéaire isotrope, ou anisotrope, d'un critère de plasticité et d'un potentiel plastique (*Magnan et Mestat, 1997*).

Ainsi, si les efforts sont faibles ou modérés, eu égard à la résistance du sol, les déformations du massif restent faibles et proportionnelles aux forces appliquées. Dans ce domaine, dit élastique, le comportement du sol est caractérisé par le module d'Young,  $E$  et le coefficient de Poisson,  $\nu$ .

Sous l'accroissement des efforts apparaissent des déformations plus importantes et irréversibles. L'équilibre limite est ainsi défini par le passage de l'état élastique à l'état plastique. Il se traduit par l'apparition de déformations irréversibles. Ce domaine est caractérisé principalement par deux paramètres : l'angle de frottement interne,  $\phi$ , et la cohésion,  $c$ .

Au total, la loi élasto-plastique, avec critère de Mohr-Coulomb, comprend cinq paramètres : le module d'Young ( $E$ ), le coefficient de Poisson ( $\nu$ ), la cohésion ( $c$ ), l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) et l'angle de dilataance ( $\psi$ ). Ce dernier décrit le potentiel plastique du sol. Lorsque les valeurs de  $\phi$  et  $\psi$  sont nulles, la loi est dite élasto-plastique avec critère de Tresca.

La détermination de ces paramètres se fait par le biais d'essais de laboratoire pratiqués sur des échantillons non ou peu remaniés (ou sur des échantillons reconstitués pour le cas de sables). Parmi ces essais, certains permettent de bien maîtriser les conditions d'essai (champs de contraintes et de déformations contrôlés), et certains autres permettent d'appliquer des sollicitations complexes pour appréhender le comportement mécanique du sol.

La détermination des paramètres d'élasticité se ramène principalement à la détermination du module d'élasticité, car la valeur de  $\nu$  est peu variable dans les sols. Pour ce faire, deux types d'essai sont souvent employés : l'essai œdométrique et l'essai triaxial de révolution. En outre, pour la détermination en laboratoire de paramètres de plasticité tels que  $c$ ,  $\phi$  et  $\psi$ , deux types d'essais sont couramment utilisés : l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande et l'essai à l'appareil triaxial de révolution.

## II.2. Caractérisation in-situ

Une modélisation réaliste du comportement des sols nécessite une caractérisation in-situ de l'évolution verticale des propriétés physiques et mécaniques des matériaux présents dans les couches superficielles. Pour ce faire, il existe une grande palette d'essais in-situ (EIS), dont l'usage devient de plus en plus courant. Les EIS permettent ainsi de s'affranchir des opérations de prélèvement qui peuvent perturber les échantillons de sol. De plus, ils sont plus rapides, moins chers et surtout assurent la représentativité du sol en permettant la prise en compte de la variabilité du sol dans l'espace. En outre, les EIS permettent l'étude des sols dans un état plus ou moins proche de la réalité, où les contraintes appliquées sont plus réalistes que les champs de contraintes appliqués sur les échantillons au laboratoire.

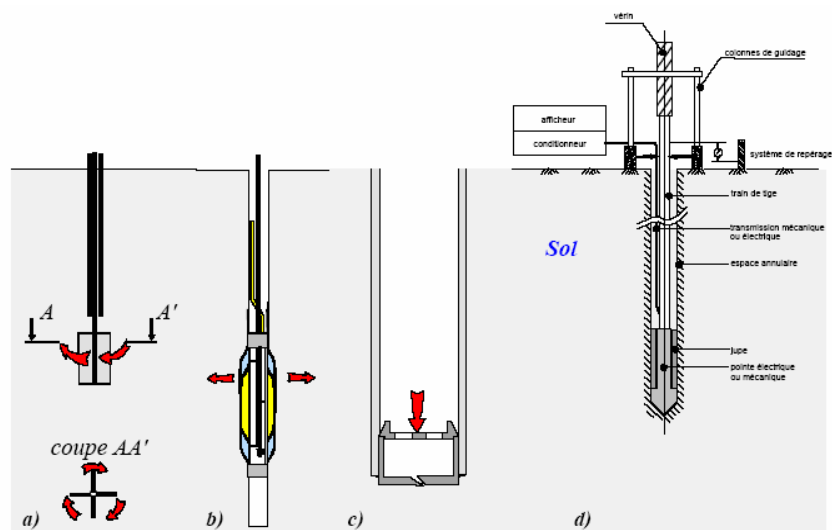


Figure 1-2 Différents principes d'EIS : (a) essai de cisaillement, (b) essai d'expansion, (c) essai de chargement, et (d) essai de pénétration. (cf. Nasreddine, 2004)

Actuellement, la caractérisation des sols in-situ et l'interprétation des EIS a profondément évolué, passant des recommandations simples et empiriques à des méthodes plus sophistiquées. De plus, avec le développement de nouvelles techniques d'essais et de méthodes d'analyses de plus en plus rigoureuses, la caractérisation des sols avec les EIS prend de plus en plus d'ampleur (Schnaid, 2005).

## II.2.1. Les essais de cisaillement

Ces essais ont comme objectif d'atteindre les caractéristiques de résistance des sols en imposant une contrainte de cisaillement. Le plus connu est le scissomètre de chantier. Il s'agit d'un appareil simple d'emploi et peu encombrant, dont le principe repose sur la rotation d'un moulinet en acier, à quatre pales, enfoncé préalablement dans le terrain. Pendant la rotation, on mesure simultanément le moment de torsion  $T$  en fonction de la rotation  $\theta$  appliquée. Ces essais sont des outils fréquemment utilisés dans les études géotechniques courantes pour la mesure de la cohésion non drainée  $c_u$  des argiles molles.

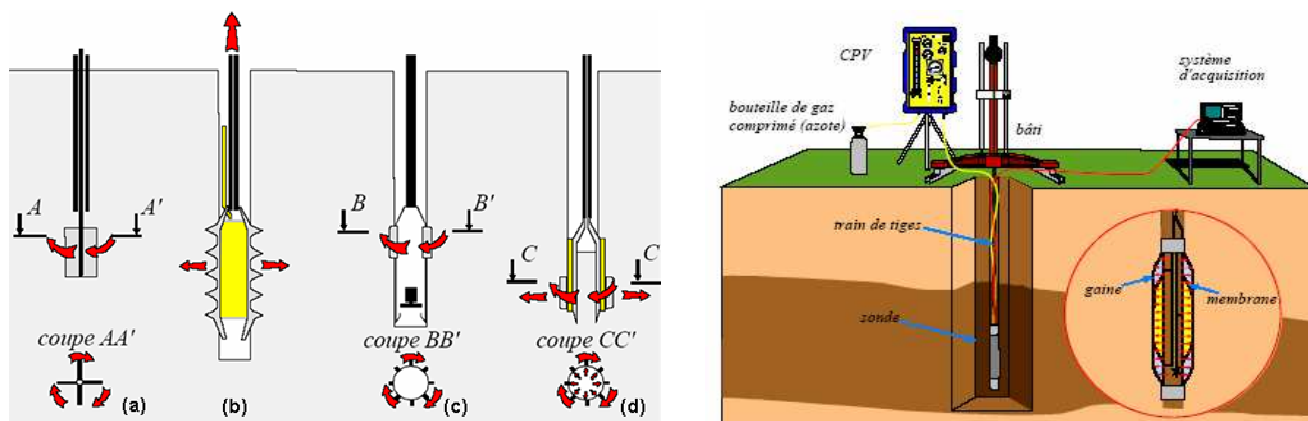


Figure 1-3 (a) scissomètre de chantier, (b) phicomètre (Philipponnat, 1986), (c) scissomètre autoforeur (Baguelin et Jézéquel, 1973), (d) rhéotest de Biarez, et (e) pressiomètre de Menard. (cf. Nasreddine, 2004)

### II.2.2. Les essais d'expansion

Le principe consiste à dilater radialement une sonde à l'intérieur d'un forage et à déterminer la relation entre la pression appliquée au sol et le déplacement de la paroi de la sonde, Figure 1-3.e. Les principaux essais sont : le pressiomètre, le pressiomètre autoforeur et le pressio-pénétromètre. Cet essai présente l'avantage d'être un des seuls capables de fournir des relations contrainte-déformation jusqu'à la rupture du sol avec des conditions aux limites spatiales relativement bien définies. Toutefois, l'essai pressiométrique ne s'affranchit pas des phénomènes de remaniement dû au forage préalable du sol conditionnant la qualité des résultats obtenus. Jézéquel et Baguelin développent, au début des années 1970, le pressiomètre autoforeur (PAF). L'appareil est pourvu de capteurs de pression interstitielle permettant de suivre les variations de pression interstitielle créées par l'autoforage.

### II.2.3. Les essais de pénétration

Parmi les nombreux E.I.S disponibles, les pénétromètres méritent une place très importante. Cette technique a vu le jour au début du 20<sup>ème</sup> siècle et s'est répandue très rapidement en Europe. Le principe consiste à fonder dans le sol un ensemble de tiges munies d'une pointe conique. Au cours de l'enfoncement on mesure la résistance opposée par le sol à l'enfoncement.

L'idée de pousser des tiges dans le sol pour déterminer la résistance de celui-ci est très ancienne. En effet, en 1846 en France, Collin s'est servi d'un pénétromètre de poche, type Vicat, pour estimer la cohésion de différents types d'argile (*Sanglerat, 1972*). Du fait de sa souplesse, de sa facilité d'emploi et son faible coût, son utilisation au cours des campagnes de reconnaissance géotechnique est habituelle. Ils sont considérés comme des outils puissants pour la détermination des caractéristiques de résistance des sols, ou encore pour l'estimation des épaisseurs des couches des formations superficielles des sols. Ces essais sont présentés par la suite dans le paragraphe III.2.

## II.3. Conclusions

La caractérisation géo-mécanique classique étant basée sur les résultats obtenus avec des essais de laboratoire, ces essais constituent la base de la plupart des connaissances actuelles sur les propriétés mécaniques des sols. Parmi les essais de laboratoire employés pour la détermination de ces paramètres on a cité l'œdomètre, le triaxial de révolution et l'appareil de cisaillement rectiligne. Toutefois et bien que ces essais soient pour la plupart normalisés, leurs processus et méthodologies expérimentaux sont souvent lents et complexes. En outre, la qualité des résultats dépend de celle des éprouvettes d'essai. Ainsi, les échantillons parvenus au laboratoire doivent être non seulement complets et représentatifs, mais aussi intacts.

Nonobstant, les professionnels de la mécanique des sols savent que le seul processus d'échantillonnage et son transport postérieur, la manipulation et le taillage peuvent altérer significativement la structure interne du sol. Ainsi le prélèvement est un problème très délicat. Ceci, ajouté à la difficulté de reproduire en laboratoire l'état contraint, ou l'histoire des contraintes et déformations qu'avait le sol en place, fait que l'utilisation d'EIS devient de plus en plus courante dans toute campagne de reconnaissance géotechnique.

Outre de permettre de limiter, voire de s'affranchir des opérations de prélèvement, les sondages ont pour avantage de solliciter les sols dans leur état de contrainte naturel. Parmi tous, l'essai

scissométrique, l'essai pressiométrique et les essais pénétrométriques sont les plus couramment employés.

L'essai scissométrique, pour l'étude des argiles molles, fournit des estimations satisfaisantes des caractéristiques de cisaillement du sol. Toutefois, différents facteurs peuvent influencer sur le résultat (refoulement du sol, torsion de tiges,...). En outre, cet essai reste limité à la détermination de la résistance à la rupture du sol.

L'essai pressiométrique, très utilisé en France, est le seul permettant d'obtenir une courbe contrainte-déformation jusqu'à la rupture du sol. Cet essai fournit donc deux paramètres : l'un de déformation et l'un de rupture. Bien qu'il s'agisse d'un essai très intéressant, le pressiomètre n'a pas réussi à s'imposer hors les frontières de la France.

Les pénétromètres sont, au contraire, des appareils très employés dans le monde entier pour des campagnes de reconnaissance géotechnique. Il existe des pénétromètres de toutes tailles et de toutes puissances de pénétration. Leurs applications sont variées, depuis la reconnaissance classique des sols en vue de calculs de capacité portante de fondations, jusqu'à l'estimation de paramètres rhéologiques, en passant par exemple par le contrôle de compactage des remblais ou l'étude de stabilité de manteaux neigeux. Cependant, ce type d'appareil donne très peu d'information sur le sol, et pour la plupart d'entre eux on mesure seulement la résistance opposée par le sol à la pénétration de la pointe (caractéristique de rupture). De plus, la compréhension du mécanisme de pénétration fait encore l'objet de nombreuses études et son interprétation demeure encore empirique. Enfin, d'autres pénétromètres, tels les dynamiques, sont restés loin des avancées technologiques et demeurent des appareils un peu « rustiques ». C'est pour répondre à ces questions, et compte-tenu de leur importance dans la reconnaissance géotechnique, que nous nous sommes intéressés à travailler sur ce type d'appareil.

### III. L'ESSAI PENETROMETRIQUE

Utilisé depuis le début du 20<sup>ème</sup> siècle, l'essai pénétrométrique consiste à foncer dans le sol un pieu à échelle réduite muni d'une pointe conique. Il existe des pénétromètres de toutes tailles et de toutes puissances de pénétration. Toutefois, ils sont classés en deux grandes familles : les pénétromètres statiques et les pénétromètres dynamiques. Pour les premières, le fonçage se fait de manière quasi-statique par vérinage à vitesse constante, alors que les seconds sont enfoncés par battage sous énergie contrôlée ou variable.

Qu'ils soient statiques ou dynamiques, les pénétromètres donnent une caractéristique du sol à la rupture. En effet, le sol situé sous la pointe demeure dans un état limite puisque la pointe de l'appareil le poinçonne. En outre, et même si l'effort d'enfoncement concerne l'ensemble des tiges et de la pointe, la mesure correcte doit concerner le seul effort de la pointe. La courbe obtenue donnant la résistance de la pointe à l'enfoncement en fonction de la profondeur s'appelle un pénétrogramme. C'est une courbe continue, ou par paliers, qui décrit donc une propriété du sol de façon assez locale. Ceci permet alors de détecter des couches de faible profondeur. De plus, par le biais des corrélations on peut estimer quelques paramètres mécaniques des sols auscultés.

Même si historiquement les essais de pénétration dynamique ont été les premiers employés, les essais de pénétration statique se sont trouvés privilégiés, notamment pour le dimensionnement des fondations dans la pratique européenne. Connu sous le nom de CPT (Cone Penetration Test), ils sont présentés dans le paragraphe III.1. Néanmoins, dans la pratique géotechnique moderne dans les pays anglo-

saxons, on sait que le pénétromètre de référence est le SPT. Il s'agit d'un pénétromètre dynamique, mais au lieu d'enfoncer une pointe, on enfonce un carottier. Cet appareil n'est pas présenté ici, toutefois le lecteur intéressé pourra trouver une description détaillée dans la plupart des traités de mécanique des sols.

Par ailleurs, dans de nombreux cas, il est difficile de réaliser des auscultations des sols avec ces appareils, pour des raisons de coût, d'accessibilité ou de rapidité d'intervention. C'est pour répondre à ces besoins, entre autres, qu'a été conçu en France le pénétromètre dynamique Panda, capable de tester la plupart des sols sur quelques mètres de profondeurs. Cet appareil est présenté dans la section §IV.

### III.1. Les pénétromètres statiques (CPT)

Mis au point à partir de 1932 par Buisman et Barentsen (cités par **Lunne et al. 1997**), les pénétromètres statiques se sont surtout développés dans le continent Européen à partir de la première moitié du 20<sup>ème</sup> siècle. Ils sont connus sous le nom générique de CPT (Cone Penetration Testing).

#### III.1.1. Généralités

Dans un CPT, une pointe conique, fixée sur un train de tiges, est enfoncée dans le sol à vitesse constante ( $20\text{mm s}^{-1} \pm$ ). De manière générale, au cours d'un sondage, on mesure de manière continue, par le biais de capteurs électriques, la résistance à la pénétration du cône. Toutefois, il est possible également, pour certains appareils, de mesurer la force totale d'enfoncement en pointe et la valeur moyenne du frottement latéral.

Le rapport entre la force totale en pointe ( $Q_c$ ) et la section projetée ( $A_c$ ) de celle-ci correspond à la résistance de pointe statique  $q_c$ . En outre, le frottement latéral moyen  $f_s$ , correspond au rapport entre l'effort de frottement ( $Q_s$ ) et la surface latérale du manchon ( $A_s$ ). A partir des différents paramètres mesurés, l'essai permet d'apprécier la succession stratigraphique des sols et la nature des matériaux rencontrés (**Robertson, 1990**), l'homogénéité, la présence éventuelle d'anomalies, etc...

Une autre version, plus développée, correspond au piézocone, dit CPTU, dont le principe reste le même. Cependant, le CPTU incorpore un module de mesure de pression interstitielle au voisinage de la pointe, permettant de mesurer la pression interstitielle engendrée autour de la pointe au cours de l'enfoncement et donc d'obtenir les contraintes effectives. D'autres pointes pénétrométriques ont été développées en ajoutant d'autres modules de mesure à la pointe.

En France le LCPC a développé le pressio-pénétromètre, incorporant un module de mesure pressiométrique (**Amar et al, 1983**) et le pénétro-gammadensimètre, incorporant un module de mesure de la masse volumique (**Ledoux et al., 1983**), permettant de mesurer des caractéristiques de déformabilité et de densité des sols auscultés. Ces appareils bien qu'intéressants n'ont pas vu leur usage se répandre.

Le sismopiézocone SCPTU combine la technique CPTU avec l'essai cross-hole (**Robertson et al. 1986**). Cet appareil incorpore un module de mesure sismique qui rend possible (outre les mesures de  $q_c$ ,  $f_s$  et  $u$ ) de mesurer la vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans le sol ( $V_s$ ). Le piézovibrocone, mis au point par **Mayne et al. (1999)**, permet de faire vibrer le cône à fréquence différente. Cet appareil a été conçu pour la prévision de la liquéfaction sismique des sols (**Craig, 1998**). Toutefois, l'idée de Mayne n'était pas nouvelle. En effet, au sein du C/U/S/T, **Lambert (1976)** a travaillé sur le montage



d'un pénétromètre vibro-statique pour l'étude de la liquéfaction de sables. Néanmoins, ces travaux n'ont pas connu de développements.

Il existe d'autres pénétromètres munis de cônes spéciaux permettant de mesurer des paramètres tels que la conductivité électrique, la température et la pollution du sol. Il n'a pas été question ici d'approfondir dans le détail chaque type de pénétromètre existant à l'heure actuelle. Le lecteur intéressé pourra s'adresser notamment à l'ouvrage de (**Lunne et al. 1997**).

### III.1.2. Interprétation théorique et modélisation du terme de pointe

La pénétration d'une tige dans le sol semble être un problème géotechnique simple. Cependant, de nombreuses recherches ont montré qu'il s'agit d'un processus mécanique compliqué, puisque des déformations très grandes sont mises en jeu. De manière générale, la résistance de pointe d'un pénétromètre dépend des paramètres intrinsèques du sol (forme, taille et état de surface des grains), de ses paramètres d'état (indice des vides, teneur en eau et contrainte de confinement), ainsi que des conditions aux limites, telles que la géométrie du cône, la longueur du manchon de frottement, ... Différents chercheurs ont essayé de modéliser le processus d'enfoncement du pénétromètre afin d'établir des relations théoriques entre la résistance de pointe ( $q_c$ ) et des paramètres de déformabilité ( $E$ ) et de résistance ( $\varphi$  et  $c_u$ ) nécessaires pour des analyses de déformation et de stabilité.

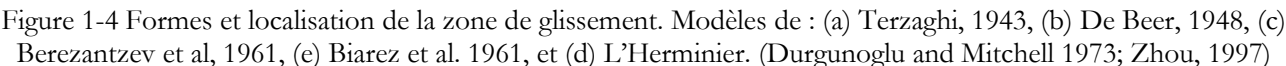
#### a. Capacité portante

L'analyse du terme de pointe traitée comme un problème de capacité portante a été une des premières méthodes employées pour cela. En supposant la forme et la localisation de la zone de glissement, un calcul de résistance ultime permet d'accéder à la contrainte à la rupture à la base identifiée comme la capacité portante du sol. Diverses recherches ont été développées en obtenant différentes solutions pour la capacité portante, dépendant de la forme et de la localisation de la zone de glissement supposée. D'après cette approche, la capacité ultime d'une fondation profonde  $q_{(z)}$  peut être exprimée sous la forme générale suivante :

$$q(z) = s_c c N_c + s_q \sigma_{v,0} N_q + s_\gamma \left( \frac{1}{2} \gamma B \right) N_\gamma \quad \text{équation 1-1}$$

- Avec  $c$  : cohésion  
 $\sigma_{v,0}$  : contrainte verticale initiale à la profondeur  $z$ .  
 $\gamma$  : poids volumique du sol  
 $z$  : profondeur  
 $B$  : largeur de la fondation (ou diamètre du cône)  
 $N_i$  : facteurs de capacité portante ( $i=c, q, \gamma$ )  
 $s_i$  : facteurs de forme ( $i=c, q, \gamma$ )

Quand cette formule est appliquée au cas du pénétromètre, la valeur de  $q(z)$  est égale à  $q_c$ . Ainsi, la résistance totale est le résultat de trois termes, représentant la cohésion, les effets de la surcharge et les effets du poids du sol.



- dans cette analyse, la déformation du sol autour du cône est négligée. Ainsi, l'influence de la compressibilité du sol sur la résistance de pointe (mise en évidence expérimentalement) ne peut pas être estimée,
- cette méthode ne prend pas en compte l'influence du mécanisme d'enfoncement sur les états de contrainte initiale du sol en pointe. En effet, la contrainte horizontale développée autour de la pointe augmente lors que celle-ci s'enfonce dans le sol.

b. Expansion de cavité

Quelques solutions, associées à l'expansion d'une cavité dans un milieu élasto-plastique parfait, ont été présentées par **Vesic (1972)**. Postérieurement, l'utilisation des modèles de comportement de sol de plus en plus réalistes et complexes ont abouti à des progrès très importants dans les solutions obtenues avec cette approche (**Lei Wei, 2004**).

17

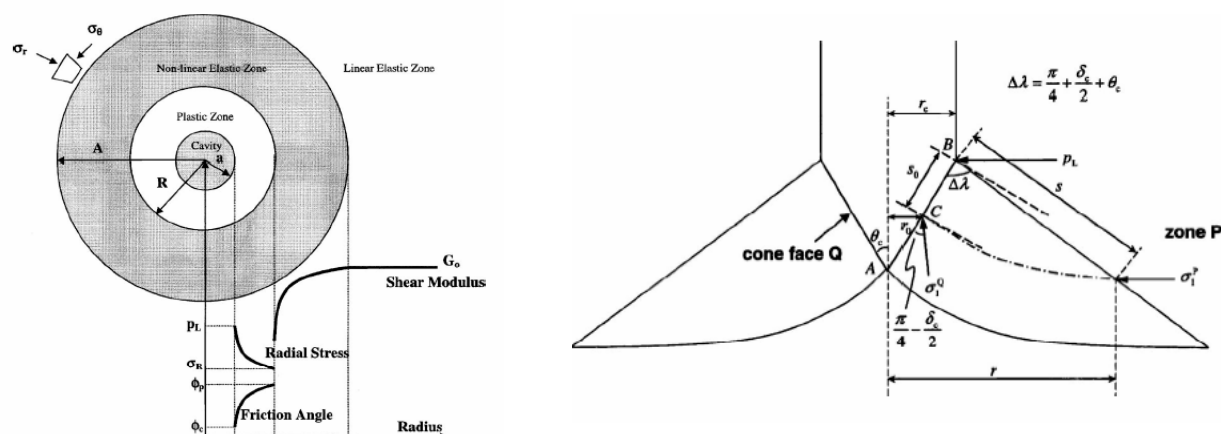


Figure 1-5 (a) Expansion d'une cavité : zones élastiques et plastiques, et (b) lignes de glissement supposées lors de l'enfoncement dans des sables. (cf. Salgado et al 2007).

Dans la zone plastique, la cavité est en cours d'expansion (i.e. : la contrainte limite est dépassée). L'angle de frottement varie ainsi à partir de sa valeur critique jusqu'à sa valeur de pic (interface avec la zone élastique) (*Salgado et al. 2007*). Sur la question de la forme de la cavité (sphérique ou cylindrique), *Salgado et al. (1997)* montrent que, pour le cas de sables, les champs de déplacement développés autour de la pointe lors de l'enfoncement tendent à être horizontaux et peuvent donc être modélisés par l'expansion d'une cavité cylindrique. De manière générale, pour le calcul de la résistance de pointe, cette méthode demande de suivre les étapes suivantes :

- développer des solutions théoriques (analytiques ou numériques) pour déterminer la pression limite nécessaire pour l'expansion d'une cavité dans le sol,
- relier la pression limite pour l'expansion de la cavité à la résistance de pointe.

*Yu et al. (1998)* ont récapitulé quelques solutions semi-empiriques permettant de relier la résistance de pointe à la pression limite d'expansion de cavité. En outre, *Salgado et al. (1997)* ont développé un logiciel permettant le calcul de la résistance de pointe avec cette approche d'une manière plus simple et précise.

Actuellement, on accepte que cette approche donne des estimations satisfaisantes et plus réalistes que celles obtenues avec la théorie de la capacité portante, ceci parce que :

- les déformations élastiques et plastiques du sol développées au cours de l'enfoncement sont prises en compte,
- il est possible de tenir compte, approximativement, de l'influence de l'enfoncement sur l'état de contrainte initial ainsi que des effets des rotations ayant lieu autour de la pointe.

Un résumé sur la théorie et les analyses nécessaires pour le calcul de la résistance de pointe à partir de la pression limite d'expansion d'une cavité est présenté par *Salgado et al. 2007*. Il présente également des abaques permettant d'estimer la valeur de la résistance de pointe à partir de quelques paramètres d'état et mécaniques du sol testé (densité relative, contrainte de confinement, angle de frottement interne).

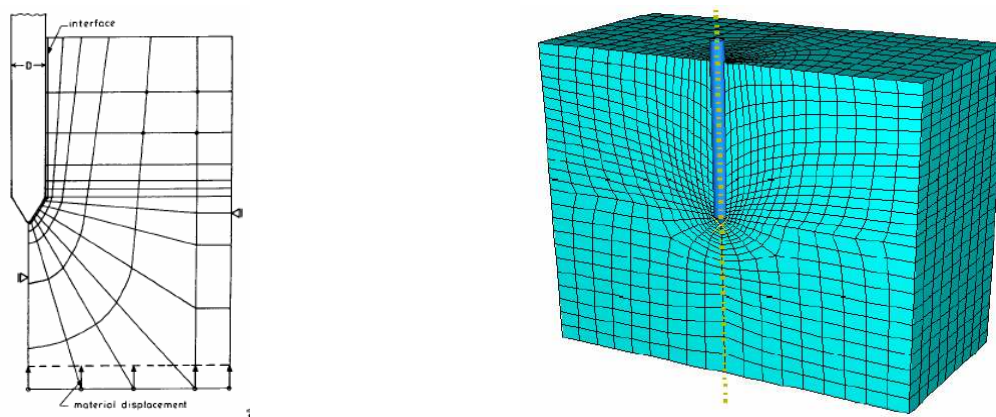


Figure 1-6 Exemples de Modèle aux éléments finis (a) Etude de Van de Berg (1994), et (b) Modèle tridimensionnel de Lei Wei (2004).

### c. Modèles aux éléments finis

Différents auteurs ont étudié le phénomène d'enfoncement d'un pénétromètre dans le sol par le biais de modèles numériques basés sur la méthode des éléments finis. Bien que l'enfoncement d'un pénétromètre soit essentiellement un problème à grandes déformations, les modèles développés peuvent être classés en deux groupes : analyses à petites déformations et analyses à grandes déformations.

Les premières analyses en petites déformations ont été faites au début des années 1980 (**Borst, 1982 ; Sloan et al. 1982 et Griffiths ; 1982**). Dans cette approche, le pénétromètre est introduit dans un pré-forage, où le sol autour reste dans l'état contraint in-situ. La résistance à la pénétration est obtenue par le biais des calculs incrémentaux de l'écoulement plastique. Néanmoins, cette interprétation n'est qu'une approximation et n'est pas capable de modéliser correctement le mécanisme d'enfoncement.

Pour introduire des conditions initiales plus réalistes et en même temps mieux représenter le mécanisme d'enfoncement, des calculs à grandes déformations ont été nécessaires. Le problème a été abordé à l'aide de modèles lagrangiens (**Budhu et Wu 1991 ; Cividi et Gioda, 1988 ; Kioussis, 1988 ; Voyiadjis et Tumay, 1988**), où après chaque pas de calcul, la position des nœuds de l'interface sol-pénétromètre est évaluée. **Van der Berg (1994)** présente une analyse plus réaliste en utilisant une formulation A.L.E (de l'anglais Arbitrary Lagrangian Eulerian). Le mécanisme d'enfoncement est simulé par le déplacement vertical incrémental de la grille composant le pénétromètre jusqu'au moment de la rupture. L'interaction pénétromètre-sol (frottement latéral) a été également considérée.

Postérieurement, on a introduit le couplage des éléments finis avec d'autres méthodes, telles que l'expansion de cavité ou les chemins de déformation. Les travaux de **Abu-Farsakh (1997), Voyiadjis et Abu-Farsakh (1997) et Abu-Farsakh, et al. (1998)** ont permis de simuler l'enfoncement du piézocône par le couplage éléments finis-méthode des chemins de déformation. Plus récemment, une combinaison de la méthode des éléments finis et de l'expansion de cavité est proposée par **Abu-Farsakh et al. (2003)**. Ici la première phase du problème correspond à l'expansion radiale du pénétromètre, à partir d'une petite cavité jusqu'au diamètre final. Ensuite, les calculs pour l'enfoncement sont poursuivis. En outre,

**Lei Wei (2004)** réalise une simulation tridimensionnelle à grandes déformations. Ils s'intéressent à l'étude de l'enfoncement incliné du piézocone dans des sols argileux sur-consolidés.

A l'heure actuelle la méthode des éléments finis s'avère plus avantageuse que les autres méthodes (capacité portante, expansion cavité,...). Elle permet en effet de modéliser correctement la géométrie du pénétromètre, ainsi que l'interaction avec le sol, tout en satisfaisant les équations d'équilibre. Dans le tableau 1-1 on expose l'analyse comparative de différentes méthodes d'interprétation du phénomène d'enfoncement pénétrométrique (**Van der Berg, 1994**).

Méthode	Mécanisme d'enfoncement	Comportement du sol		Sol stratifié
		sable	argile	
<b>Théorie de la capacité portante</b>	-	+/-	+/-	+/-
<b>Théorie d'expansion de cavité</b>	-	+	+	-
<b>Chemins de déformation</b>	+	-	+	-
<b>Modèles éléments finis</b>				
- petites déformations	-	+	+	-
- grandes déformations	+	+	+	+

Tableau 1-1 Avantages et désavantages des modèles d'interprétation de l'enfoncement pénétrométrique, selon (cf. Van der Berg, 1994).

#### d. Modélisation par éléments discrets

Certaines méthodes numériques, comme par exemple les différences finies et la méthode des éléments finis, considèrent le sol comme un milieu continu. Toutefois, il est difficile de simuler les phénomènes à grandes déformations et à grands déplacements, tels que l'enfoncement en profondeur d'un pénétromètre, en utilisant une approche par milieu continu. Ainsi, l'application de la méthode des éléments discrets (MED) au problème de l'enfoncement pénétrométrique se révèle très intéressante. Celle-ci est présentée dans la dernière partie de ce mémoire.

### III.1.3. Critiques faites aux pénétromètres statiques

De nombreux facteurs peuvent influencer les résultats des mesures obtenus lors d'un essai CPT. Si on néglige les erreurs systématiques ou accidentelles sur le processus de l'essai, les erreurs les plus importantes sont liées aux phénomènes de nature dimensionnelle et rhéologique. Des facteurs tels que, par exemple, les variations de température, d'inclinaison, les erreurs de calibration et l'usure (affaiblissement) du cône peuvent avoir alors une influence non négligeable.

#### a. Influence sur la valeur de $q_c$

La forme du cône influence les résultats sur la valeur de  $q_c$ . Par exemple, un cône simple ou muni d'une jupe de protection sur laquelle s'exercent des efforts parasites comme dans le pénétromètre Gouda donne des résultats qui peuvent différer dans des proportions appréciables (**Lunne et al., 1997**).

Le diamètre du cône a aussi une influence sur la valeur de  $q_c$ . En effet, un certain effet d'échelle a été mis en évidence par **Kérisel (1961)** qui a obtenu, dans des sables très serrés, et avec des pénétromètres dont les diamètres variaient entre 45 mm et 320 mm, des termes de pointe qui diminuaient lorsque le diamètre du cône augmentait. **Tcheng (1962)** a trouvé, en milieu très serré, une variation d'environ 23% entre le pénétromètre de 45 mm et un pieu de 320 mm.

En 1964, Kérisel a affirmé qu'en milieu sableux lâche ou peu serré, les termes de pointe étaient identiques et qu'en milieu serré, à partir de 7m de profondeur, les écarts n'excédaient pas 10%. Dans les argiles, l'influence dimensionnelle devrait être appréciable, comme elle l'est d'une façon générale dans tous les corps plasto-visco-élastiques. C'est bien ce qu'ont montré les essais réalisés par Kérisel à Bagnolet dans les argiles vertes du Sannoisien où des pénétromètres et des palpieux de section croissante ont donné des résistances de pointe décroissantes (expériences récapitulés par **Cassan, 1988**).

En outre, la vitesse de pénétration peut aussi avoir une influence sur la valeur de  $q_c$ . Selon l'IRTP, la vitesse de pénétration pour un CPT ou CPTu doit être égale à 20 mm/s avec un écart de plus ou moins 5 mm/s. Pendant une pause de pénétration, n'importe quel excès sur les pressions interstitielles peut commencer à se dissiper. De manière générale, sur des argiles molles, la valeur de  $q_c$  augmente avec la vitesse d'enfoncement ; sur des argiles raides et sur des sables secs, la vitesse n'a qu'une très faible influence et sur des sables et limons aquifères,  $q_c$  diminue quand la vitesse augmente. Ainsi, la vitesse de pénétration est très influente et donc doit être maîtrisée (**Shahrour et Gourvès, 2005**).

#### b. Influence sur la valeur $f_s$

Il faut noter que la mesure du frottement latéral se fait sur une zone de sol fortement perturbée par le passage de la pointe. La valeur obtenue n'est ainsi pas à prendre en compte comme une valeur rhéologique mais plutôt comme une indication très intéressante pour la classification de différents sols.

#### c. Influence sur la valeur de $u$

Il est accepté que la pression interstitielle autour du cône ait une influence sur les mesures de  $q_c$  et  $f_s$ . Cependant, la mesure de pression interstitielle est aussi influencée par l'emplacement du filtre, et quelquefois par la charge axiale sur le cône. **Lunne et al. (1997)** montrent que trois positions sont possibles pour l'emplacement du module piézométrique. Mais dans la pratique, c'est la position sur le fût à proximité du cône qui est la plus fréquente. Le filtre est moins sujet à la détérioration et à la fatigue. Cela reste une technique fragile à cause des obturations ou de la fracturation du filtre.

Par ailleurs, les expériences de **Bruzzi et Battaglio (1987)**, citées par **Lunne et al. (1997)**, ont montré que la charge axiale appliquée au cône peut influencer les mesures de la pression interstitielle. Cela est dû à la déformation des diverses pièces du cône, et surtout à la déformation des transmetteurs de pression interstitielle et des éléments du filtre.

### III.2. Les pénétromètres dynamiques

L'essai de pénétration dynamique consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage, un train de tiges, ou des tubes métalliques munis souvent d'une pointe conique de section  $A_c$ . Par leur simplicité d'utilisation, de très nombreuses variétés d'appareils ont été développées et utilisées au cours du siècle dernier. Ceux-ci ont été originalement conçus pour recueillir de l'information sur la résistance à la pénétration du sol, et particulièrement pour déterminer le degré de compacité des sols non cohésifs, dans lesquels le prélèvement d'échantillons représentatifs devient difficile (*Sanglerat, 1972*). Leur emploi s'est étendu aux calculs des fondations profondes où on cherche à déterminer la capacité portante et la profondeur d'encastrement. Actuellement, et bien qu'il n'existe pas de règle reconnue pour le dimensionnement des fondations superficielles en France, on peut en déduire un ordre de grandeur de la portance par le biais de corrélations pour guider à la présélection du type de fondation.

#### III.2.1. Généralités

En général, lors d'un sondage au pénétromètre dynamique, on enregistre le nombre de coups  $N_x$  nécessaires pour enfoncer sur une profondeur  $x$  le cône dans le sol. On montre dans ce qui suit, que sous certaines simplifications, il est possible d'établir une relation entre la résistance du sol sous la pointe et l'énergie de battage. Le résultat obtenu correspond à la résistance de pointe dynamique, notée  $q_d$ . L'énergie de battage peut être contrôlée ou non. Dans le premier cas, le mouton tombe en chute libre depuis une hauteur qui reste constante lors du sondage et l'énergie de battage est donc constante. Dans le deuxième cas, le mouton est accéléré ou ralenti pendant le battage et l'énergie de battage est donc variable ou adaptative. Ces types de pénétromètres sont appelés à énergie variable.

Il existe des pénétromètres dynamiques de toutes tailles et de toutes puissances de pénétration. Néanmoins, une fiche technique, présentée dans les annexes, concernant ces appareils a été établie d'après les recommandations de la norme européenne (ISSMFE Comité technique, 1988). En France, ces appareils font l'objet d'une norme qui les classe en pénétromètres dynamiques de type A (**NF P 94-114**) et pénétromètres dynamiques de type B (**NF P 94-115**). Leurs applications principales concernent la reconnaissance de sols et permettent de définir : l'implantation des constructions, le choix du type de fondation et du niveau auquel elle sera réalisée, la dimension de la fondation, le mode d'exécution de la fondation et l'économie du projet. Un autre domaine d'application correspond au contrôle de compactage d'ouvrages en terre. En effet on sait que la compacité du sol est proportionnelle au nombre de coups fournis et que la valeur de  $q_d$  évolue avec la densité du sol en place (*Chaigneau, 2001*).

L'avantage des pénétromètres dynamiques est qu'ils n'ont pas besoin de réaction et que leur faible encombrement autorise leur emploi dans des sites d'accès difficile. En outre, ils ont généralement une meilleure capacité de pénétration que les pénétromètres statiques équivalents.

#### III.2.2. Interprétation théorique

Dans le cas des pénétromètres dynamiques, la source d'énergie utilisée pour enfoncer le cône résulte de l'impact d'un marteau sur l'enclume. Ainsi, l'énergie de battage correspond à l'énergie cinétique du marteau au moment de l'impact. L'utilisation de formules dites « de battage dynamique » permet de relier l'énergie de battage et l'enfoncement du cône à la résistance de pointe dynamique  $q_d$  du sol. Ces formules découlent, souvent, d'une analyse newtonienne (théorie des chocs) et de la prise en compte de quelques hypothèses simplificatrices.

### a. Approche Newtonienne : Formules de battage dynamique

Un pénétromètre dynamique permet d'estimer la résistance du sol quand on connaît l'énergie cinétique de battage et les pertes d'énergie utile pour l'enfoncement subies au cours du choc. Ces pertes ont trois sources : les déformations élastiques du pénétromètre et du sol, la nature inélastique du choc et, dans certains cas, la résistance apportée par l'eau.

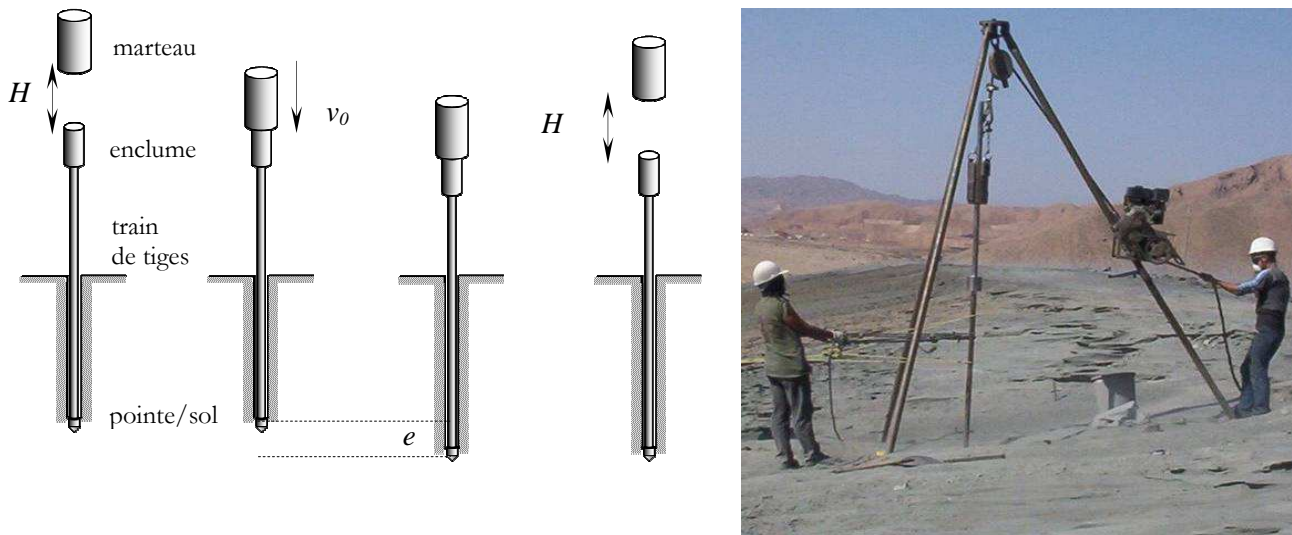


Figure 1-7 essais de pénétration dynamique (a) esquisse du phénomène de battage, (b) essais in-situ

Admettons que le choc entre le marteau de masse  $M$  et l'enclume est parfaitement mou, c'est-à-dire que le corps est indéformable et que juste après l'impact, le marteau accompagne le corps entraîné, de masse  $P$ , lors de l'enfoncement.  $v_0$  étant la vitesse d'impact du marteau et en appliquant le théorème de conservation de la quantité de mouvement au système, on peut écrire :

$$v' = v_0 \frac{M}{M + P} \quad \text{équation 1-2}$$

L'ensemble, se déplaçant à vitesse  $v'$ , doit vaincre la résistance  $Q_d$  opposée par le sol en pointe et supposée constante pendant l'enfoncement. Ceci entraîne le ralentissement de l'ensemble  $a_p(t)$  :

$$a_p(t) = \frac{Q_d}{M + P} \quad \text{équation 1-3}$$

Après un intervalle de temps  $dt$ , la vitesse d'enfoncement de l'ensemble  $v_p(t)$  devient nulle.

$$v_p(t) = v' - a_p(t)dt = 0 \quad \text{équation 1-4}$$

A partir des équations précédentes, le temps  $dt$  peut être exprimé de la manière suivante :

$$dt = \frac{v_0 M}{Q_d} \quad \text{équation 1-5}$$

L'enfoncement du cône dans le sol après l'impact sera :



$$e = \frac{1}{2} v' dt = \frac{1}{2} \frac{v_0^2 M^2}{(M + P) Q_d} \quad \text{équation 1-6}$$

Si le marteau est lâché en chute libre d'une hauteur  $H$ , la relation suivante est vérifiée :

$$v_0^2 = 2gH \quad \text{équation 1-7}$$

Et donc, par arrangement des deux équations précédentes on obtient :

$$MgH = Q_d e + MgH \frac{P}{(M + P)} \quad \text{équation 1-8}$$

En outre, le raccourcissement élastique du pénétrromètre  $e'_p$  lors de l'impact et sous l'effet de  $Q_d$  est :

$$e'_p = \frac{Q_d L}{EA_p} \quad \text{équation 1-9}$$

Avec  $L$  la longueur,  $A_p$  la section transversale et  $E$  le module d'Young du pénétrromètre. L'énergie de déformation élastique du pénétrromètre, dû au raccourcissement  $e'_p$ , sera ainsi:

$$Q_d \frac{e'_p}{2} \quad \text{équation 1-10}$$

En acceptant que l'énergie transmise au sol juste après l'impact est égale à la différence entre l'énergie de battage et les pertes, on a :

$$Q_d e = k_1 MgH - k_2 Q_d \frac{e'_p}{2} - k_3 MgH \frac{P}{(M + P)} + (M + P)ge \quad \text{équation 1-11}$$

avec  $\frac{MgH \frac{P}{(M + P)}}{(M + P)ge}$  : transfert d'énergie, choc inélastique.  
: travail d'inertie juste après l'impact.

Dans l'équation précédente  $k_1$ ,  $k_2$  et  $k_3$  sont des coefficients de correction adimensionnels.

- $k_1$  représente l'efficacité du système de battage,  $k_1 \leq 1$ . Dans la pratique on admet,  $k_1 = 1$ ,
- $k_2$  représente les pertes d'énergie dues au raccourcissement élastique du pénétrromètre, ainsi que celles ayant lieu dans les joints marteau/enclume et enclume/tiges. Ainsi  $k_2 \geq 1$ . Ces déformations augmentent lorsque la résistance du sol augmente. Ainsi  $k_2$  augmente avec  $Q_d$ , tout comme  $e'_p$  avec  $Q_d$ . On introduit donc un facteur de correction  $c$  :

$$c = k_2 \frac{e'_p}{2} \rightarrow k_2 = 2 \frac{c}{e'_p} \quad \text{équation 1-12}$$

- $k_3$  représente les pertes d'énergie dues au type de choc.  $k_3$  est fonction du coefficient de restitution de Newton  $\varepsilon$ ,  $k_3 = (1 - \varepsilon^2)$ . On a alors  $k_3 = 1$  pour le cas d'un choc parfaitement inélastique et  $k_3 = 0$  pour le cas d'un choc parfaitement élastique.

En considérant les expressions précédentes pour  $k_1$ ,  $k_2$  et  $k_3$ , et par arrangement de l'équation 1-11 on obtient la formule générale pour le battage dynamique d'un pénétromètre :

$$Q_d = \frac{MgH}{(1+a)e} \frac{1}{(1+c/e)} (1+\varepsilon^2 a) + (M+P)ge \quad \text{équation 1-13}$$

Dans cette équation, on a :

- $a$  : rapport de masses,  $a = P/M$ .
- $\frac{MgH}{(1+a)e}$  : résistance du sol dans le cas d'un sol parfaitement inélastique.
- $\frac{1}{(1+c/e)}$  : facteur de correction adimensionnel  $\leq 1$ , qui prend en compte les pertes d'énergie par déformations élastiques du pénétromètre et du sol.
- $(1+\varepsilon^2 a)$  : facteur de correction adimensionnel  $\geq 1$ , qui prend en compte l'élasticité du choc.

En prenant différentes hypothèses simplificatrices, diverses formules de battage ont été dérivées de la formule générale. Les formules de Hiley, des Hollandais et l'Engineering news sont les plus couramment utilisées. Dans ces formulations, le travail d'inertie juste après l'impact  $(M+P)ge$ , est souvent négligé. En France, pour l'interprétation d'un essai de pénétration dynamique on recommande l'utilisation de la formule des Hollandais.

Formules de battage dynamique	Considérations	Expression
- de Hiley	<ul style="list-style-type: none"> <li>- le choc n'est pas parfaitement inélastique, donc <math>\varepsilon \neq 0</math>, et</li> <li>- les déformations élastiques du pénétromètre et du sol sont inférieures à 10mm, donc <math>c &lt; 0,5</math>.</li> </ul>	$Q_d = \frac{MgH}{(1+a)e} \frac{1}{(1+c/e)} (1+\varepsilon^2 a) \quad \text{équation 1-14}$
- des Hollandais	<ul style="list-style-type: none"> <li>- le choc est parfaitement inélastique, donc <math>\varepsilon = 0</math>, et</li> <li>- les déformations élastiques du pénétromètre ainsi que du sol sont négligées, donc <math>c = 0</math>.</li> </ul>	$Q_d = \frac{MgH}{e} \frac{1}{(1+a)} \quad \text{équation 1-15}$
- Engineering news	<ul style="list-style-type: none"> <li>- le choc est parfaitement élastique, donc <math>\varepsilon = 1</math>, et</li> <li>- les déformations élastiques du pénétromètre ainsi que du sol ne sont pas négligeables, <math>c \neq 0</math>.</li> </ul>	$Q_d = \frac{MgH}{e+c} \quad \text{équation 1-16}$

Tableau 1-2 - Formules de battage dynamique selon (Frazer, 1971).

Le lecteur pourra trouver dans **Lowery et al. (1968)** et **Frazer (1971)** d'autres formules de battage, développées par d'autres auteurs, en s'appuyant sur diverses considérations. **Frazer (1971)** décrit également les limites d'application pour ces expressions.

### b. Application de la théorie de propagation d'ondes

Le battage dynamique d'un pénétromètre n'est pas un simple problème de chocs qui peut être résolu avec la seule application de la théorie des chocs de Newton. Néanmoins, pendant très longtemps, les résultats des formules dynamiques de battage ont été les seuls indicateurs permettant d'interpréter le comportement d'un pénétromètre battu.

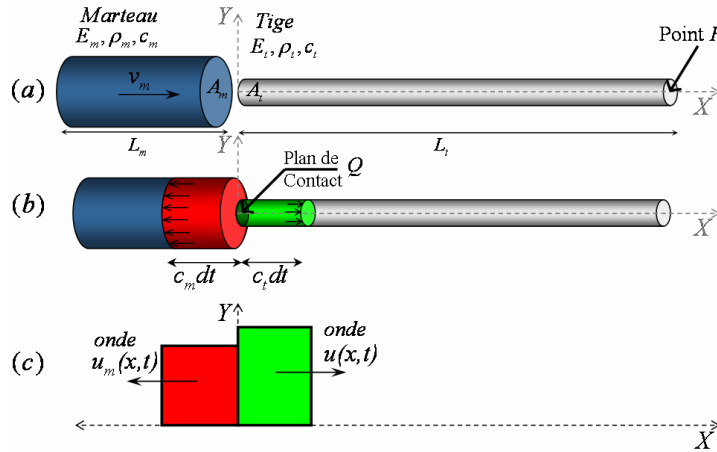


Figure 1-8 Impact d'un marteau cylindrique sur des tiges cylindriques. (a) avant l'impact, (b) naissance des ondes après l'impact et (c) propagation des ondes dans le marteau et les tiges.

Actuellement on sait que le battage d'un pénétromètre est mieux représenté par la théorie de propagation d'ondes ; l'analyse est basée sur la propagation d'une onde unidirectionnelle dans une tige élastique homogène de section uniforme. Il n'est pas question ici de dériver et/ou de démontrer les expressions qui décrivent la propagation, la réflexion ou la transmission des ondes. On abordera ce sujet plus en détail dans les parties 2 et 3 de ce mémoire.

De manière générale, dans cette approche on idéalise les tiges comme étant des corps élastiques, de section uniforme et homogène. Le marteau est un corps de masse  $M$  qui heurte le pénétromètre avec une vitesse  $v_m$ , entraînant dans celui-ci une onde de compression  $u(x,t)$  se propageant à vitesse  $c_t$  vers sa pointe. Lorsque l'onde  $u(x,t)$  arrive à la pointe, une partie de cette onde est utilisée pour déformer le sol et une autre partie est réfléchiée vers le haut du pénétromètre. La propagation de l'onde  $u(x,t)$  est décrite par l'équation 1-17, dont l'équation 1-18 représente la solution générale.

$$\frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial t^2} = c^2 \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^2} \quad \text{équation 1-17}$$

$$u(x,t) = f(t - x/c_t) + g(t + x/c_t) \quad \text{équation 1-18}$$

$c_t^2 = E_t/\rho_t$  étant la célérité de l'onde, définie par le module d'Young  $E_t$  et la densité  $\rho_t$  de la tige. L'équation 1-18 représente la superposition de deux ondes,  $f$  et  $g$ , se déplaçant en sens contraire.

**Aussedat (1970)** et **Meunier (1974)** ont étudié les sollicitations rapides et les propagations d'ondes de choc dans les sols. Parmi ces travaux, le phénomène de battage dynamique d'un pieu a été analysé. Ainsi Meunier a proposé une formule de calcul de la résistance dynamique de pointe  $Q_d$  lors d'un essai de pénétration dynamique.

$$Q_d = \frac{MgH}{\left(e + \frac{\rho_t}{\rho_s} \cdot \frac{v_m}{c_s} \cdot L_m\right)} \quad \text{équation 1-19}$$

$\rho_t$  étant la masse volumique des tiges,  $\rho_s$  la masse volumique du sol,  $v_m$  la vitesse du marteau au moment de l'impact,  $c_s$  la célérité des ondes dans le sol et  $L_m$  la longueur du marteau.

**Gonin (1978, 1996)** a mis en évidence l'application de cette théorie pour bien interpréter le phénomène du battage dynamique des pénétromètres. Il a constaté que le transfert d'énergie se fait sous forme d'onde de compression. Cette onde se propage vers l'interface pointe/sol où une réflexion et un amortissement auront lieu. La réaction du sol en pointe est supposée rigide plastique. Ainsi, l'énergie utilisée pour l'enfoncement de la pointe  $Q_{de}$  est égale à la différence entre l'énergie de l'onde incidente  $\xi_f$  et celle de l'onde réfléchie  $\xi_g$ .

$$Q_{de} = \xi_f - \xi_r = \left[ 2 \frac{A_t L_m \sigma_i^2}{E_t} \right] - \left[ 2 \frac{A_t L_m}{E_t} \left( \frac{Q_d}{A_p} - \sigma_i \right)^2 \right] \quad \text{équation 1-20}$$

$A_t$  étant la section des tiges,  $L_m$  la longueur du marteau,  $\sigma_i$  la contrainte de l'onde de compression incidente,  $E_t$  le module d'Young et  $A_p$  la section de la pointe.

Goble développe une méthode dite de CASE, pour l'estimation de la résistance totale en pointe du sol, notée  $Q_t$ , à partir des mesures extensométriques réalisées lors du battage (**Rausche et al., 1972 ; Goble et al., 1975**). Dans cette approche,  $Q_t$  est calculée à partir de deux mesures extensométriques de force et de vitesse d'ondes, séparées les unes des autres par l'intervalle de temps  $2L/c$ .

$$Q_t = \frac{1}{2} \cdot [F(t_1) + F(t_2)] + \frac{1}{2} \cdot \frac{E_t A_t}{c_t} \cdot [v(t_1) - v(t_2)] \quad \text{équation 1-21}$$

$F(t_1)$  et  $v(t_1)$  étant la force et la vitesse de l'onde incidente, respectivement,  $F(t_2)$  et  $v(t_2)$  de l'onde réfléchie, et  $t_2$  égale à  $t_2 = t_1 + 2L/c_t$ .

**Paikowsky et al. (1994)** proposent une méthode simplifiée pour déterminer la valeur  $Q_t$  à partir des enregistrements  $F(t)$  et  $v(t)$  effectués lors de battage. Dans cette approche on calcule l'énergie maximale livrée aux tiges par l'impact  $E'(t)$ , obtenue à partir des signaux  $F(t)$  et  $v(t)$ . En outre, on détermine aussi, à partir du signal  $v(t)$ , l'enfoncement maximal  $d_{max}$  et l'enfoncement final  $s$  après le coup.

$$Q_t = \frac{E'(t)}{\left[ s + \frac{d_{max} - s}{2} \right]} \quad \text{équation 1-22}$$

Bien que cette approche décrive mieux le phénomène de battage d'un pénétromètre, les formules dérivées d'ici sont rarement appliquées dans la pratique. Cela est d'abord dû à la simplicité d'application des formules de battage (dites dynamiques), mais aussi aux difficultés d'application des formulations précédentes. En effet, l'application de la théorie des ondes demande, dans la pratique, l'installation de capteurs permettant l'enregistrement des forces et des vitesses des ondes dans le pénétromètre.

### c. Autres approches

Tout comme pour le cas des pénétromètres statiques, le terme de pointe des pénétromètres dynamiques a été expliqué longtemps par le biais de la théorie de la capacité portante. Plus récemment, **Rahim et al. (2004)** réalisent une étude en appliquant la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique au cas d'un pénétromètre dynamique portatif (DCP). Les auteurs développent une théorie, basée sur l'effondrement des vides appliqué à l'expansion cylindrique, pour évaluer et prédire la résistance dynamique du sol, celui-ci étant supposé élasto-plastique parfait. En outre, pour les prédictions de la résistance de pointe, ou de l'indice de pénétration dynamique (DCPI), les auteurs font une hypothèse très importante : la résistance de pointe dynamique est égale à la résistance de pointe statique. La validation de leur calcul se fait par des comparaisons analytiques-expérimentales. Les résultats montrent le bon accord entre les estimations et les mesures. Enfin, les auteurs ont conclu que les effets de l'angle de frottement interne sur la résistance dynamique de pointe est beaucoup plus significatif que les effets de la cohésion, notamment à faible densité.

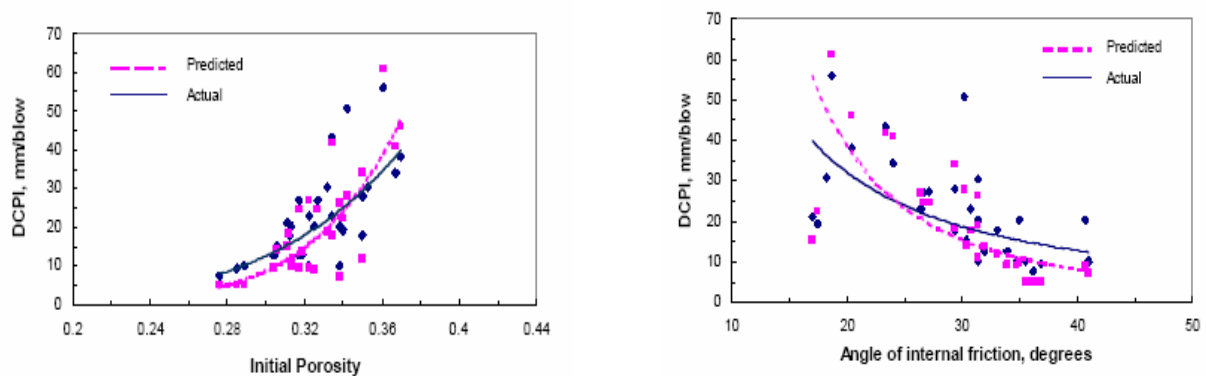


Figure 1-9 DCPI v/s : (a) Porosité, et (b) Angle de frottement interne. (cf. Rahim et al. 2004.)

### III.2.3. Critiques faites aux pénétromètres dynamiques

La technique de battage engendre divers problèmes que l'on doit savoir maîtriser ou que l'on doit spécifier, pour que le pénétrogramme soit exploitable.

#### a. Frottement latéral

Le frottement latéral est un problème pour tous les pénétromètres dynamiques. Ainsi s'affranchir du frottement est un des éléments prioritaires, car la résistance de pointe est le seul paramètre intéressant pour l'interprétation des résultats. Pour diminuer son influence, différentes techniques sont employées :

- utilisation de pointes débordantes, dont le diamètre est supérieur au diamètre des tiges,
- injection de boue bentonitique,
- rotation du train de tiges pendant l'essai,
- séparation de la mesure de frottement à l'aide d'un dispositif CPT.

### b. Pression interstitielle

Parce que les sols ont souvent des caractéristiques de dilatance, lorsque la pointe est avancée avec une vitesse finie, il est inévitable de produire une surpression interstitielle autour de la pointe pendant la pénétration dans des sols saturés. Par conséquent, la résistance de pénétration est influencée par la pression interstitielle.

### c. Refus de battage

Le refus est une question de capacité et de puissance de l'appareil, chaque type de machine ayant sa limite. Pour le pénétromètre dynamique à énergie constante, l'énergie de battage étant constante, le refus a lieu pour une même résistance de sol. En général, et suivant l'appareil, le refus se produit pour des résistances de pointe de l'ordre de 10MPa à 100MPa. Toutefois, dans la pratique, on sait que les effets du frottement latéral le long des tiges ne sont pas négligeables, et donc entraînent des refus pour une résistance de pointe inférieure aux valeurs citées ici.

## III.3. Corrélations

Dans les campagnes de reconnaissance géotechnique on cherche à décrire le sol et son état à partir d'une identification de divers paramètres. Ceux-ci sont de natures très variées : paramètres physiques, paramètres d'état et paramètres mécaniques (de déformabilité et de résistance). Toutefois, il est très rare que sur un même site tous ces paramètres soient mesurés en un nombre suffisant de points pour que l'on puisse juger bien connu le massif de sol. Généralement, la reconnaissance géotechnique est limitée au strict minimum, et donc on dispose de quelques mesures effectuées en certains points et d'autres en d'autres points. Ainsi, on doit tirer le meilleur parti possible de ces informations pour établir une coupe géotechnique représentative du site étudié. C'est dans ce cadre que l'utilisation de corrélations entre les propriétés physiques et mécaniques des sols se révèle intéressante, car elle peut multiplier l'information obtenue (*Magnan, 1997*). Qu'ils soient statiques ou dynamiques, les pénétromètres donnent une caractéristique à la rupture : la résistance de pointe ( $q_c$  ou  $q_d$ ). De nombreux travaux ont été consacrés à établir des corrélations soit entre les différents essais in-situ, soit entre les valeurs de résistance de pointe et les paramètres d'état et mécaniques du sol. L'utilisation de ces corrélations demande des précautions particulières.

### III.3.1. Corrélations entre $q_c$ et $q_d$

En effet, établir une corrélation entre les termes de pointe statique  $q_c$  et dynamique  $q_d$  n'est pas une question facile. Ces deux termes correspondent à des conditions de chargement très différentes et les sols répondent, selon leur nature et leur état, de façon différente aux sollicitations imposées. Ainsi, les corrélations proposées dans la littérature entre ces deux grandeurs doivent être utilisées soigneusement. Elles sont généralement valables pour des conditions très particulières (nature de sol, formes de pointe, mode de battage, formule de battage,...). De plus, beaucoup d'entre elles n'existent que sous la forme d'une relation entre ces termes, sans accès possible aux données étudiées. Toutefois, la plupart des corrélations existant entre les termes  $q_c$  et  $q_d$  vont dans le même sens,  $0.5 < (q_d/q_c) < 1.35$ . Dans le tableau suivant on présente une compilation des corrélations les plus courantes entre  $q_c$  et  $q_d$ . Cette dernière est obtenue avec la formule des Hollandais.

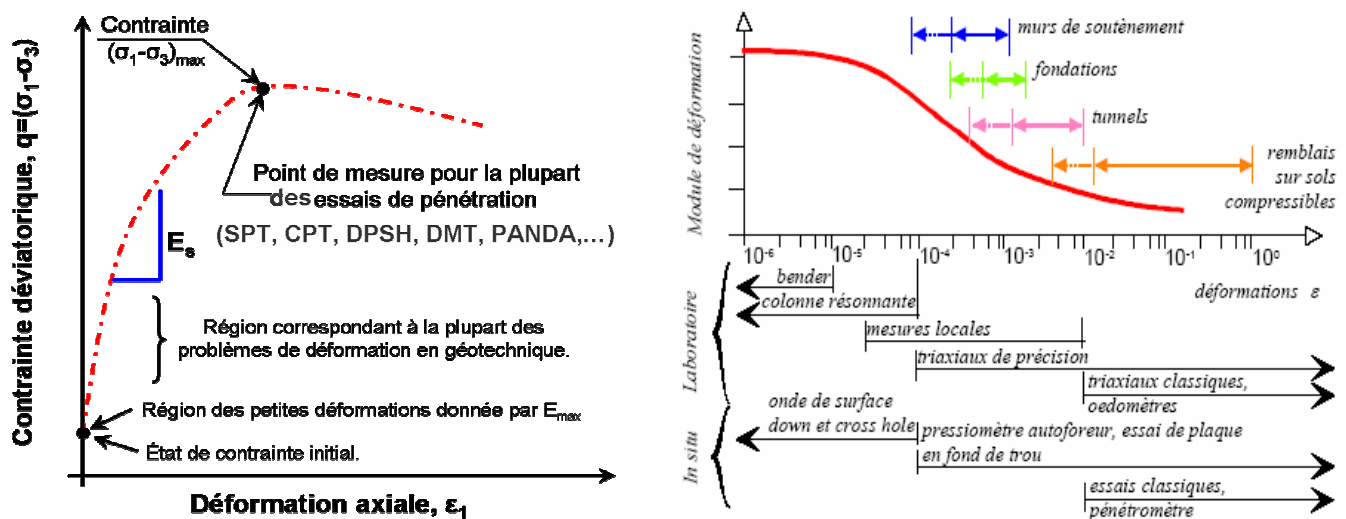


Figure 1-10 (a) Réponse conceptuelle contrainte-déformation du sol (cf. Mayne, 2001), et (b) définition de l'utilisation des matériels d'essai pour la détermination des modules de déformation (cf. Nasreddine, 2004).

Type de sol	$[q_d/q_c]$	Références.
- Sables, graviers et argiles, au dessus de la nappe.	$\approx 1,0$	Laréal et al.,1974; Laréal et al.,1975; Cassan, 1988
- Sols purement cohésives.		
(a) au dessus de la nappe.	$\approx 1,0$	Laréal et al.,1974; Laréal et al.,1975; Cassan, 1988
(b) au dessous de la nappe.	$\geq 1,0$	
- Gravieres très propres.	$\leq 1,0$	Laréal et al.,1974; Laréal et al.,1975; Cassan, 1988
- Gravieres et sables saturés.	$\approx 0,4$	Cassan, 1988
- Limons, sables argileux et limoneux.	$\geq 1,0$	Laréal et al.,1974; Laréal et al.,1975; Cassan, 1988
- Sables limoneux, limons argilo-sableux.	$\approx 0,32$	Cassan, 1988
- Limons sableux.	$\approx 0,80$	Cassan, 1988
- Argiles, limons et vases normalement consolidés, sables lâches ou moyennement denses.	$\approx 1,0$	Waschkowski, 1983
- Argiles et limons surconsolidés.	1,0 à 2,0	Waschkowski, 1983
- Sables et graviers, sables limoneux ou argileux denses et très denses.	0,5 à 1,0	Waschkowski, 1983
- Marne, argile, limons, silts.		
(a) liquide à très molle.	$\approx 1,00$	
(b) molle.	$\approx 1,35$	
(c) moyenne.	$\approx 1,33$	Constations expérimentales.
(e) ferme.	$\approx 1,25$	Sol-Solution, document interne.
(f) très ferme.	$\approx 1,36$	
(g) raide.	$\geq 1,40$	
- Sables et graves. (compacité)		
(a) très lâche.	$\approx 1,50$	
(b) lâche.	$\approx 1,35$	
(c) moyennement dense.	$\approx 1,05$	Constations expérimentales.
(e) dense.	$\approx 1,07$	Sol-Solution, document interne.
(f) très dense.	$\approx 1,00$	

Tableau 1-3 Corrélations entre les termes de pointe statique  $q_c$  et dynamique  $q_d$ .

### III.3.2. Corrélations avec des caractéristiques mécaniques du sol

#### a. Paramètres de déformabilité

Le terme de pointe statique  $q_c$  est une mesure à la rupture des sols. Des nombreux auteurs ont essayé de corréler, soit théoriquement, soit statistiquement, la valeur de  $q_c$  aux modules de déformation usuels (élastique, œdométrique, pressiométrique,...). Ces tentatives ont été longtemps critiquées, car il s'agit de deux phénomènes apparemment très différents. En effet, le domaine de déformation du sol sollicité par ces essais est très différent (cf. figure 1-10).

#### – Module œdométrique

Actuellement, on accepte une relation de type linéaire entre ces deux paramètres. On trouvera des expressions de type :

$$E_x = \alpha q_c \quad \text{équation 1-23}$$

$E_x$  étant un module de déformation (œdométrique, élastique,...),  $\alpha$  un coefficient de comportement rhéologique du sol, introduit par **Buisman (1940)**, ( $\alpha$  est aussi appelé coefficient de Buisman). **Arbaoui (2003)**, a récapitulé les principales corrélations existants entre  $q_c$  et la valeur du module de déformation à l'œdomètre  $E_{oed}$ . **Lunne et al. (1997)** présentent un tableau récapitulatif (cf. tableau 1-4). Enfin, **Philipponnat et al., (2007)** présentent une recompilation de valeurs pour le coefficient de Buisman d'après les travaux de Sanglerat pour différents types de sol.

Type de sol (USCS)	Résistance en pointe $q_c$ [MPa]	$E_{oed} = \alpha q_c$
- Argile à faible plasticité (CL).	$q_c < 0,7$	$3 < \alpha < 8$
	$0,7 < q_c < 2$	$2 < \alpha < 5$
	$q_c > 2$	$1 < \alpha < 2,5$
- Silts à faible plasticité (ML).	$q_c > 2$	$3 < \alpha < 6$
	$q_c < 2$	$1 < \alpha < 3$
- Silts et argiles très plastiques (MH, CH)	$q_c < 2$	$2 < \alpha < 6$
- Silts organiques (OL)	$q_c < 1,2$	$2 < \alpha < 8$
	$q_c < 10$	$\alpha = 4$
- Sables non consolidés	$10 < q_c < 50$	$E_{oed} = 2q_c + 20$
	$q_c > 50$	$\alpha = 120$
- Sables sur consolidés	$q_c < 50$	$\alpha = 5$
	$q_c > 50$	$\alpha = 250$

Tableau 1-4 Valeurs de coefficient de Buisman (cf. Lunne et al., 1997).

#### – Module d'Young $E$

Pour le cas des sols fins, **Lunne et al., (1997)** proposent une corrélation empirique permettant d'estimer la valeur du module d'Young non drainé  $E_u$  à partir du terme de pointe statique  $q_c$ .

$$E_u = n c_u \quad \text{équation 1-24}$$



$n$  étant une constante qui dépend du niveau de contrainte, du rapport de surconsolidation (OCR), de la sensibilité des argiles et d'autres facteurs et  $c_u$  est la cohésion non drainée du sol calculée à partir de  $q_c$  et présentée ci-après. Du fait du comportement fortement non linéaire des sols, cette relation doit être utilisée avec précaution.

Pour le cas des sables, les recherches réalisées dans des chambres d'étalonnage en laboratoire ont montré que le module d'Young drainé dépend principalement de la densité relative (DR), du rapport de surconsolidation (OCR) et du niveau de contrainte principale.

La figure 1-11 présente le graphique proposé par **Lunne et al. (1997)** pour l'estimation du module d'Young sécant drainée  $E'_s$  pour le cas de déformations axiales de l'ordre de 0,1%. Ce graphique a été présenté originalement par **Baldi et al., 1989**, qui ont travaillé avec des sables de silicium.

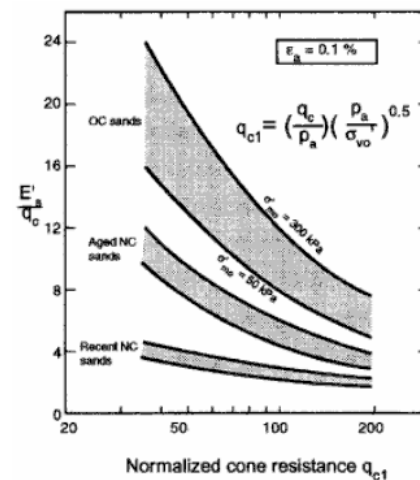


Figure 1-11 Evaluation du module d'Young drainé  $E'_s$  à partir de  $q_c$ . Sables de silicium. (Baldi et al., 1989)

#### b. Paramètres de résistance

##### – Cohésion non drainée $c_u$

La détermination de la valeur de  $c_u$ , pour des sols cohésifs, se fait d'après l'expression suivante :

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_k} \quad \text{équation 1-25}$$

$\sigma_{vo}$  étant la pression de confinement,  $N_k$  est un coefficient empirique, ( $15 < N_k < 16$  pour des argiles non consolidées, et  $18 < N_k < 19$  pour des argiles surconsolidées).

##### – Angle de frottement interne

Pour le cas des sables, dont le comportement mécanique est fortement lié à l'état de contrainte, à la densité relative et à l'angle de frottement, la plupart de ces corrélations ont été obtenues d'une manière empirique par le biais d'essais effectués dans des chambres d'étalonnage.

**Robertson et al. (1983)** ont travaillé avec des sables quartzeux. En s'appuyant sur la théorie de la capacité portante, ils trouvent que l'angle de frottement de pic  $\varphi'$  peut être exprimé en fonction de la résistance de pointe  $q_c$  et de la contrainte de confinement effective  $\sigma'_{vo}$ .

$$\varphi' = \arctg \left[ 0,1 + 0,38 \log(q_c / \sigma'_{vo}) \right] \quad \text{équation 1-26}$$

En outre, **Kulhawy et Mayne, (1990)**, proposent une autre expression qui prend en compte la non-linéarité pour la normalisation de la résistance de pointe  $q_c$ . Les auteurs ont travaillé avec des sables limoneux contenant un pourcentage de fines inférieur à 30%.

$$\varphi' = 17,6^\circ + 11 \log(q_{cl}) \quad \text{équation 1-27}$$

où :

$$q_{cl} = q_c (\sigma'_{vo} / \sigma_{atm})^{-0.5}$$

Enfin, de nombreuses autres corrélations ont été proposées afin de déterminer divers paramètres physiques, mécaniques et d'état des sols rencontrés lors d'un sondage pénétrométrique. Ces corrélations présentent un grand intérêt, car elles permettent de multiplier l'information obtenue in-situ. Pour le lecteur intéressé, **Lunne et al. (1997)** récapitulent la plupart des corrélations existantes pour le CPT. Les corrélations existantes entre les termes de pointe statique  $q_c$  et dynamique  $q_d$ , donnent accès pour ces dernières à une vaste base de données. Toutefois, leur utilisation requiert des précautions particulières.

### III.4. Conclusions

Auscouter le sol en y enfonçant un pieu est probablement l'une des plus anciennes méthodes pour obtenir une estimation de sa résistance. Dans la reconnaissance géotechnique, cette technique porte le nom d'essai pénétrométrique et son utilisation mérite une place très importante parmi tous les EIS disponibles à l'heure actuelle. Le grand intérêt des pénétromètres est leur capacité à enregistrer pratiquement en continu la résistance du sol. Le pénétrogramme obtenu est ainsi très riche d'informations sur la stratigraphie du sol, permettant en même temps de détecter différentes anomalies.

Il existe aujourd'hui trois grands types de pénétromètres : les statiques ou CPT (foncés à vitesse constante), les dynamiques (foncés par battage à l'aide d'un marteau) et enfin les carottiers ou SPT. Ces appareils ont des tailles très différentes et varient selon leur usage, depuis les appareils à main jusqu'à des systèmes capables d'ausculter des sols en grande profondeur.

La valeur la plus significative enregistrée s'appelle résistance de pointe  $q_c$  (dans le cas des pénétromètres statiques) ou  $q_d$  (dans le cas des pénétromètres dynamiques). Cependant, cette valeur n'est pas une valeur mécanique intrinsèque du sol. En effet, elle dépend de nombreux facteurs tels que la vitesse d'enfoncement ou encore de la forme de la pointe, entre autres. En outre, la seule connaissance de la résistance de pointe n'est pas suffisante pour accéder à la plupart des caractéristiques, soit physiques soit mécaniques, des sols auscultés. Ainsi, les difficultés d'interprétation des résultats obtenus ont conduit à la formulation de différentes corrélations permettant d'accéder aux paramètres physiques et mécaniques des sols. Néanmoins leur utilisation doit se faire avec précaution.

Actuellement les CPT sont devenus des outils très sophistiqués du fait de l'incorporation de différents capteurs permettant de mesurer, outre la résistance de pointe, des paramètres tels que le frottement latéral, la pression interstitielle, la vitesse de propagation d'ondes dans le sol, ... En revanche, les pénétromètres dynamiques sont restés très éloignés de ces avancées technologiques et demeurent des techniques un peu rustiques. De plus, ces deux techniques sont restées lourdes et encombrantes, et leur exécution relativement lente. En outre, les coûts d'intervention, pour le cas du CPT, sont souvent très élevés et ce sont souvent réservés aux grandes ouvrages et pour des sondages à grande profondeur, où l'importance de l'ouvrage impose leur utilisation. Néanmoins, en géotechnique on sait qu'à quelques dizaines de centimètres de profondeur il a beaucoup de problèmes : sécheresse, tassements, dimensionnement des fondations des maisons individuelles... où les coûts, les conditions et les temps d'intervention ont un rôle très important.

#### IV. LE PENETROMETRE DYNAMIQUE PANDA

Le pénétromètre Panda, créé en 1989 par R. Gourvès (*Gourvès, 1991*), appartient à la palette de pénétromètres dynamiques dont l'idée principale consiste à enfoncer dans le sol, par battage manuel à l'aide d'un marteau standardisé, une pointe fixée à un train de tiges. Son originalité est d'utiliser une énergie de battage variable (énergie cinétique fournie par la frappe du marteau), laquelle est mesurée de manière indirecte par des capteurs situés dans le propre pénétromètre. Pour chaque coup du marteau, une procédure numérique automatisée permet de mesurer et d'enregistrer le couple enfoncement  $e$  résistance dynamique de pointe  $q_d$ , cette dernière obtenue avec la formule des Hollandais. Les données sont ensuite transmises à un ordinateur et traitées avec le logiciel PANDAWin (*Sol Solution, 2001*).

La puissance de pénétration de ce pénétromètre est suffisante pour traverser des couches de sols ayant des résistances inférieures à 50MPa et pour des sondages d'environ 6m de profondeur, ce qui permet d'ausculter la plupart des sols meubles. Un des grands avantages de ce pénétromètre est qu'il permet surtout une prospection fine des couches de faible à moyenne résistance, par la maîtrise de l'énergie de battage, en adaptant l'intensité de battage. Ainsi on parle plutôt d'un pénétromètre à « énergie adaptative ». Le Panda est appliqué principalement à la reconnaissance des sols à faible profondeur et au contrôle de compactage des remblais routiers, des digues, des barrages en terre, etc.



Cette méthode de prospection est très pratique, rapide et performante pour les auscultations des formations superficielles des sols. Outre sa simplicité et sa rapidité d'emploi, la répétitivité, la fiabilité et la faible variabilité des résultats font de ce pénétromètre un outil bien adapté pour des campagnes de prospection et de cartographie qui cherchent à déterminer la variabilité spatiale du comportement mécanique des sols sur le terrain, même dans des zones d'accès difficile.

## IV.1. Historique du Panda

La caractérisation des sols à faible profondeur est très importante pour la construction d'infrastructures diverses dans le domaine du génie civil. En effet, le dimensionnement et la construction de fondations et des structures demandent une bonne connaissance du comportement mécanique du sol et de sa variabilité spatiale. C'est dans ce cadre que le développement d'outils de mesures in-situ acquiert une très grande importance.

Les techniques existantes pour la reconnaissance des sols in situ ont connu de grands progrès en matière d'équipement à la fin du siècle dernier. Néanmoins, ces techniques sont restées toujours lourdes, encombrantes, d'une mise en œuvre lente et dans lesquelles le temps d'exécution des sondages est très long. Ainsi, ces contraintes ont limité la réalisation d'études géotechniques aux ouvrages situés dans des terrains d'accès facile et dans lesquels la réalisation d'une telle étude est justifiée par l'importance et le coût prévisionnel de l'ouvrage. En France, des études menées dans les années 1970 ont fait ressortir le fait qu'environ 70% des bâtiments construits dans la région Rhône-Alpes se faisaient sans reconnaissance des sols préalable (citée par **Goblet, 1989**).

C'est pour répondre à ces besoins qu'a été conçu au début des années 1980 le pénétromètre dynamique léger à énergie variable Panda (**Gourvès, 1991**). L'idée fondamentale a été de réaliser un appareil de reconnaissance de sols à faible coût, totalement autonome, qui soit léger et de taille réduite, mais ayant une puissance de pénétration suffisante pour ausculter la plupart des sols meubles sur quelques mètres de profondeur. L'utilisation d'une énergie de battage variable permettant d'accélérer la masse frappante et donc de diminuer son importance (**Zhou, 1997**) est une des bases fondamentales de conception et la principale originalité donnée à l'appareil par ses concepteurs.

Les travaux ont commencé sous la direction de Roland Gourvès en 1983, et ont concerné les tâches de conception géométrique et de dimensionnement des parties mécaniques de l'appareil (**Turchet, 1983**). Lors des années précédentes l'étude de paramètres tels que la nature du sol d'essais, la variation de l'énergie de battage et de la section de la pointe, entre autres (**Barrere, 1984 ; Imbault, 1985**), a attiré l'intérêt des jeunes chercheurs, sans toutefois négliger les aspects ergonomiques et fonctionnels de l'appareil (**Labbé, 1988**). Une centaine d'essais comparatifs ont également été réalisés dans l'ensemble avec d'autres essais pénétrométriques pour valider les résultats obtenus et pour tester en même temps la reproductibilité des essais autant que l'influence de différents paramètres (**Goblet, 1989 ; Poix, 1990**). En 1991 le projet est arrivé à l'étape de développement industriel et commercial (**Barjot, 1991**). Les caractéristiques générales, les composantes et les fondements théoriques de cette première version sont résumés par (**Zhou, 1997**).

Actuellement, le Panda est utilisé par des bureaux d'études, des organisations publiques, des entreprises privées, des centres de recherche, des universités, etc., et environ 2000 exemplaires se trouvent de par le monde (France, Belgique, Suisse, Etats Unis, Mexique, Brésil, Argentine, Chili, Chine, entre autres), ce qui en fait un des pénétromètres dynamiques les plus utilisés dans le monde.

## IV.2. Principe et mode de mesure

Pour chaque coup donné, des capteurs mesurent la vitesse du marteau au moment de l'impact, ce qui permet de déterminer l'énergie cinétique de battage. D'autres capteurs mesurent en même temps l'enfoncement de la pointe après l'impact. Le boîtier calculateur reçoit ces deux informations et calcule en temps réel la résistance de pointe  $q_d$  par le biais de la formule des Hollandais.

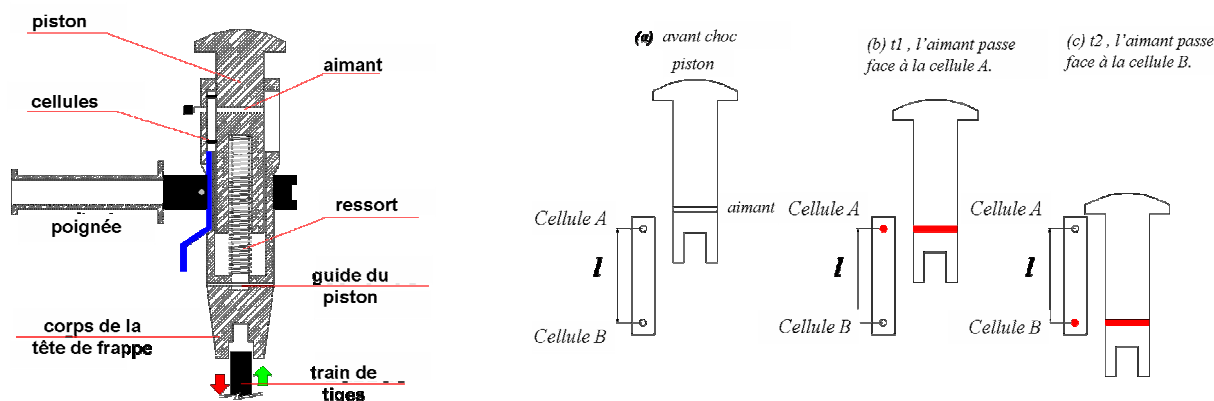


Figure 1-13 (a) Schéma de la tête du battage Panda, et (b) principe de mesure de la vitesse d'impact.

Pour déterminer la vitesse d'impact  $v_m$ , on mesure le temps de passage  $dt$  d'un aimant solidaire du piston mobile de la tête par le biais d'un capteur à effet Hall, dont les cellules sont distantes d'une distance  $dl$ .

De manière générale, le marteau rencontre à vitesse  $v_m$  d'abord le piston, et ensuite ces deux éléments se déplacent ensemble. Lorsque l'aimant monté dans le piston passe face à la cellule A, l'instant  $t_1$  est enregistré. A l'instant  $t_2$  l'aimant passe face à la cellule B. Ainsi, avec la connaissance de  $t_2 - t_1$  et de  $dl$  il est possible de déterminer la vitesse d'impact  $v_m$  du marteau et donc de calculer l'énergie de battage (dans ce cas correspondant à l'énergie cinétique du marteau au moment l'impact). **Zhou (1997)** propose une adaptation de la formule des Hollandais permettant d'exprimer la résistance de pointe  $qd$  du sol comme une fonction de l'énergie de battage et de l'enfoncement subi juste après chaque coup.

### IV.3. Domaines d'application

Avec le pénétromètre Panda il est possible de réaliser des sondages d'environ 6m de profondeur en fonction de la résistance du sol ( $< 50\text{MPa}$ ) et du frottement qu'il provoque sur les tiges. Les sols pour lesquels il est applicable sont limités en fonction de la taille maximale des particules (50mm max.). Malgré cela, des expériences sur le contrôle de l'état des plates-formes des voies ferrées SNCF ont été réalisées avec succès à travers la couche ballastée (**Révol, 2005 ; Elaskar, 2006**).

Lors du sondage il est recommandé d'obtenir des enfoncements compris entre 2mm et 20mm par coup, ceci pour que les hypothèses de la formule des Hollandais soient vérifiées sans erreurs significatives (**Chaigneau, 2001**). Cette recommandation fait que les mesures sont presque continues et donc font du Panda un outil puissant pour l'identification des épaisseurs de couches traversées et pour déterminer les insuffisances de compactage, associées aux variations de  $q_d$ , dans des ouvrages de terrassement. Ainsi, ce pénétromètre est employé principalement pour la reconnaissance des sols et pour le contrôle de compactage des remblais routiers, des tranchées, des digues ou des barrages en terre.

#### IV.3.1. Contrôle de compactage

Bien que le Panda ait été conçu pour la reconnaissance de sols à faible profondeur, à la fin des années 1980 un nouveau domaine d'application a été ouvert pour ces appareils : le contrôle de compactage des tranchées. **Bustillo (1990)**, en travaillant avec le Cemagref d'Aix en Provence et en se servant du pénétromètre dynamique léger LRC, a mis en évidence l'utilisation d'un pénétromètre dynamique pour le contrôle de compactage des tranchées d'assainissement. Néanmoins, il remarque la grande variabilité des résultats inhérents à l'essai LRC, ce qui diminue la qualité du contrôle. Ainsi le Panda a provoqué un grand intérêt d'application dans ce domaine grâce à la finesse des mesures obtenues, leur répétitivité et leur reproductibilité, la haute performance des essais et le coût réduit.

Du côté de la micromécanique, l'hypothèse de réversibilité du milieu granulaire établit que la réponse mécanique du sol à une sollicitation dépend notamment des paramètres de grains (nature, forme, distribution des diamètres, état de surface), de leur assemblage (anisotropie, densité) et des paramètres d'interaction avec les fluides. En sachant que la plupart des sols de remblais vérifient ces hypothèses de réversibilité, pour un sol donné dans un état hydrique donné il existera une relation biunivoque entre la réponse mécanique  $q_d$  et la densité sèche du sol  $\gamma_d$ . **Quibel (1989)** a montré expérimentalement la sensibilité de  $q_d$  aux variations de  $\gamma_d$ .

**Benarfa (1992)** et **Bencherab (1993)** réalisent les premières études sur l'application du Panda pour le contrôle de compactage et remarquent que l'emploi d'un tel appareil garantit un diagnostic suffisamment précis. En outre, son application dans le contrôle de compactage des barrages en terre devient rapidement intéressante selon l'avis de certaines institutions (**Deplange, 1993**). Toutefois, le contrôle de compactage avec un pénétromètre demande une calibration en laboratoire de celui-ci.

**Coddens et Odjikana (1994)** proposent une méthode d'étalonnage en laboratoire pour le pénétromètre et prouvent, après certains essais, la bonne corrélation existant entre  $q_d$  et  $\gamma_d$  pour un sol donné en conditions hydriques maîtrisées. Plus tard, **Chaigneau (1998)**, propose un protocole de calibration en utilisant une chambre de calibration spécialement dimensionnée pour le Panda. La mise en œuvre d'un mode opératoire pour le contrôle en chantier a été étudiée par **Fayolle (1995)** et **Lebaupin (1996)**.

La fiabilité de cette nouvelle méthodologie a été évaluée les premières années en France (**Borie, 1997 ; Galinie, 1998**), autant qu'à l'étranger (**Charbonier, 1996 ; Millieras, 1997 ; Lefevre, 1998 ; Vachon, 1998 ; ...**). Actuellement, le contrôle de compactage avec des pénétromètres dynamiques à énergie variable est normalisé en France (**XP P 94-105**) où les avancées apportées par le Panda ont été fondamentales. En effet, le protocole d'étalonnage retenu est celui proposé par **Chaigneau (1998)**.

##### a. Principe

Le principe du contrôle de compactage au pénétromètre dynamique léger à énergie variable s'appuie sur l'établissement de la relation entre la résistance de pointe  $q_d$  et la densité sèche  $\gamma_d$  pour un matériau dans un état hydrique déterminé, ceci effectué dans une chambre de calibration en laboratoire. Par le biais de l'étalonnage on trouve la relation  $\gamma_d = f(q_d, w)$  pour le sol donné, d'où l'on obtient une courbe de référence  $q_R$ , qui correspond à la résistance dynamique  $q_d$  que le sol devrait avoir s'il était compacté à la bonne densité. L'erreur sur la mesure de  $q_d$ , sur la classification des matériaux et sur la tolérance qu'on peut avoir sur la qualité requise conduit à définir une courbe de refus ou de tolérance  $q_L$ .

Le contrôle de compactage se fait alors par comparaison entre le pénétrogramme de contrôle obtenu in situ et les courbes  $q_R$ , et  $q_L$  (**Chaigneau, 2000**). Ainsi, la position relative du pénétrogramme de contrôle par rapport aux courbes  $q_R$ , et  $q_L$ , indiquera si l'état de densité a été atteint.

Parmi l'ensemble des essais de mesure in-situ de la densité d'un sol (nucléo-densimètre, essai à la plaque, densitomètre, etc.), le Panda est le seul outil léger qui permet une mesure couche par couche dans l'ouvrage en cours de réalisation ainsi qu'une mesure sur toute sa hauteur post-réalisation (**Juran et al., 1999**).

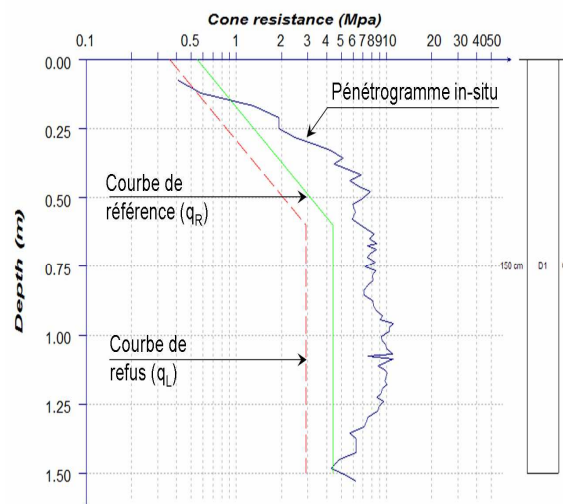


Figure 1-14 Principe du contrôle de compactage avec le pénétromètre Panda.

#### b. Construction d'une banque de données du sol pour le Panda

La mesure indirecte du poids volumique sec au moyen de la résistance de pointe nécessite de connaître les relations  $\gamma_d = f(qd, w)$  pour différents sols. Une banque de données de matériaux a été donc élaborée dans le laboratoire LGC du C/U/S/T depuis plusieurs années (**Chaigneau, 2001**). L'un des objectifs de cette banque est de pouvoir, à terme, caractériser le comportement de matériaux non présents dans la banque à partir des données sur les matériaux enregistrés, et donc d'estimer leur relation  $\gamma_d = f(qd, w)$  par interpolation des données existantes.

Actuellement la banque regroupe les paramètres d'une trentaine de sols selon une logique de classement GTR. Ces paramètres sont classés en trois grandes familles : granulométrie, sensibilité à l'eau et paramètres mécaniques et d'assemblage. Ces paramètres permettent : (a) d'avoir des informations sur le comportement mécanique et (b) de classer les sols selon les principaux systèmes de classification. Chaque matériau contenu dans la banque dispose des courbes de relation  $\gamma_d = f(qd, w)$  obtenues dans la chambre de calibration pour les divers états d'humidité des sols.

L'exploitation des données de la banque permet de relier les paramètres de nature et d'assemblage du sol avec la réponse mécanique à une sollicitation donnée ou de corréler des caractéristiques mécaniques entre elles (**Breul et al., 2004**). Les travaux actuels sur la BDD ont pour but d'affiner les courbes  $\gamma_d = f(qd, w)$  et d'apporter d'autres paramètres du sol pour les caractériser (**El Hajj Hussein, 2006**).

#### IV.3.2. Reconnaissance des sols en surface

Avec le pénétromètre Panda, il est possible de réaliser des sondages dans des endroits d'accès difficile et en toutes directions, dans des milieux confinés, dans des sols submergés... **Zhou (1997)** a mis en évidence les principales applications du pénétromètre à la reconnaissance superficielle des sols. En outre, étant donné que le sol in-situ est un milieu très hétérogène, l'ingénieur est obligé d'avoir une quantité importante de sondages pour acquérir une bonne connaissance du terrain. De plus, l'appareillage choisi pour réaliser les campagnes de sondages doit lui assurer la fiabilité et la répétitivité des résultats obtenus. Dans ce contexte, le Panda est un outil puissant grâce à la rapidité d'exécution de

sondages et à la fiabilité et la répétitivité des résultats fournis. Ceci permet à l'ingénieur de se préoccuper notamment de la variabilité mécanique du sol in-situ, plutôt que des corrections sur les résultats de l'essai pénétrométrique.

Ainsi, le Panda permet de recueillir une grande quantité d'informations sur le terrain qui sont très riches pour alimenter des modélisations et des études sur la variabilité spatiale des sols in-situ (**Boissier et al. 1999**). **Chaigneau (2001)** a proposé une méthode pour déterminer les diverses couches du sol à partir d'une série de sondage, ce qui permet la prise en compte de la variabilité spatiale du sol au cours des études. En effet, un des avantages de l'utilisation de ce pénétromètre est que l'identification des diverses couches est relativement facile car la mesure de  $q_d$  est presque continue.

Bien que pour la plupart des ingénieurs le caractère dynamique des pénétromètres dynamiques soit considéré comme un désavantage, celui-ci est un outil très intéressant pour certaines études comme l'évaluation in-situ du risque de liquéfaction des sols, mise en évidence par **Seed (1979)** en s'appuyant sur des résultats du SPT. Les études de **Lepetit (2002)** ont montré que le pénétromètre Panda peut être utilisé pour évaluer le risque de liquéfaction des sols. Il propose une nouvelle méthode : la « méthode Lermes », qui dérive de celle proposée par **Robertson (1998)** pour le cas du CPT. Cette méthode est basée sur la valeur de  $q_d$  et la mesure de la perméabilité du sol  $k$  in-situ.

Bien que le Panda présente des avantages importants pour la reconnaissance des sols, il ne permet pas à lui tout seul une classification des matériaux traversés. C'est pourquoi certains auteurs parlent d'un sondage « aveugle » (**Zhou, 1997; Breul, 2000; Haddani, 2005**). Il est donc impératif de s'assurer de la nature du sol par d'autres techniques de couplage.

#### a. Techniques de couplage développées

Le Panda n'a pas tenté de se substituer aux autres techniques d'auscultations existantes mais de les compléter avec ses résultats. Dans la même logique, deux techniques (perméabilité et géoendoscopie) ont été adaptées pour offrir un paramètre complémentaire à la mesure de  $q_d$  permettant ainsi de classer les sols auscultés.

##### – Le Perméamètre in situ

**Lepetit (2002)** a bâti une sonde pour la mesure de la perméabilité in-situ permettant l'exécution des sondages dans le forage laissé par une auscultation faite avec le Panda. La mesure de la perméabilité se révèle très intéressante lorsqu'on réalise, par exemple, des sondages dans des digues.

##### – La Géoendoscopie

L'introduction d'un vidéo-endoscope souple dans le forage laissé par le sondage Panda, pour acquérir des images, a été proposée par **Breul (1995)**. A partir des images récoltées in-situ, une méthodologie basée sur l'analyse des images permet de caractériser les matériaux traversés et aussi d'estimer la distribution granulométrique de ces derniers (**Breul, 1999; Haddani, 2005**).

Par ailleurs, **Arbaoui (2003)** a mis au point un protocole pour déterminer le module d'élasticité du sol à partir d'un essai de chargement statique réalisé sur la pointe préalablement enfoncée. L'essai est simple et économique et fournit une courbe de la pression de pointe en fonction de l'enfoncement. Cette courbe est riche en renseignements sur la déformabilité des sols.



Enfin, les techniques courantes de reconnaissance comme l'excavation au tractopelle (où le Panda permet une facile mise en œuvre dans l'excavation) ou les méthodes géophysiques sont un bon complément aux sondages réalisés à l'aide de ce pénétromètre.

#### **IV.4. Conclusions**

Après une vingtaine d'années de recherches et d'utilisation massive, le pénétromètre Panda a fait la preuve de son utilité, tant dans le domaine de la reconnaissance géotechnique classique que dans le contrôle de compactage des ouvrages en terre. L'un des domaines privilégiés d'utilisation a été depuis longtemps le contrôle de compactage ; en effet, l'essai est rapide, peu coûteux et les caractéristiques du pénétrogramme permettent de contrôler dans toute l'épaisseur l'état de compacité du sol mis en place.

Dans les campagnes de reconnaissance des sols superficiels, l'utilisation de cet appareil a aussi montré tout son intérêt. Du fait de sa légèreté, sa simplicité d'utilisation et le faible coût des essais, il est donc possible d'obtenir un grand nombre de mesures, qui faciliteront la modélisation de la variabilité spatiale des caractéristiques de résistance des sols auscultés.

En outre, le pénétromètre Panda a fait l'objet de validations et d'améliorations permanentes, visant à donner une fiabilité tant au niveau de la mesure effectuée que de l'ergonomie du matériel et du logiciel de traitement de données. La qualité des informations recueillies, la bonne reproductibilité du signal collecté, alliées à une capacité de mesure dépassant les autres pénétromètres dynamiques existants, en font un outil très performant.

### **V. INTERET D'UNE ETUDE SUR LES PENETROMETRES DYNAMIQUES**

Bien que le pénétromètre dynamique soit un outil très intéressant pour la reconnaissance géotechnique, la grande palette d'appareils existants, le manque des spécifications précises pour leur dimensionnement, la diversité de formules des battages employées pour leur exploitation... font que leurs interprétations sont difficiles et que les résultats ne sont pas identiques. De même, comme cela a été indiqué, ces appareils sont restés loin de l'inclusion des avancées technologiques et demeurent d'une technicité ancienne. En effet, dans la plupart de cas on mesure l'énergie de battage de manière théorique (énergie potentielle d'un mouton en chute libre) et on applique diverses formules et coefficients pour expliquer le transfert d'énergie au sol.

C'est pour répondre à ces besoins et pour renouveler l'intérêt porté sur la technique de pénétration dynamique, qu'on a conçu un pénétromètre dynamique équipé de capteurs de mesures extensométriques. L'application de tels capteurs renouvelle la technique de pénétration dynamique, car on passe de la mesure de l'énergie de battage à la mesure de l'énergie vraiment transmise par l'impact au pénétromètre et qui sera ensuite transmise au sol. Ceci entraîne une modification dans l'approche théorique utilisée jusqu'à maintenant pour l'exploitation des mesures faites avec ce type d'essai. On passe ainsi d'une approche Newtonienne à l'utilisation de la théorie de propagation des ondes. Ainsi, cet appareil est le seul pénétromètre dynamique qui incorpore ce type de mesure et qui, pour exploiter ces résultats, est basée sur la théorie de la propagation d'ondes.

# PARTIE II

## Conception et développement d'un pénétromètre dynamique à jauges extensométriques : le Panda 2

### **I. Préambule**

### **II. Le pénétromètre dynamique PANDA 2**

- II.1. Principe général
- II.2. Caractéristiques du pénétromètre et description du matériel.
- II.3. Mesure de l'énergie de battage
- II.4. Conclusion

### **III. Propagation unidimensionnelle d'ondes longitudinales dans un pénétromètre**

- III.1. Considérations initiales
- III.2. L'impact du marteau : naissance de l'onde
- III.3. La propagation dans les tiges : équation de l'onde
- III.4. Relation entre la force et la vitesse de l'onde
- III.5. Energie transportée par l'onde : du marteau aux tiges
- III.6. Changements d'impédance : transmission et réflexion de l'onde
- III.7. Conditions aux limites
- III.8. Application pratique : approche expérimentale
- III.9. Conclusions

### **IV. Etalonnage expérimental et modélisation numérique**

- IV.1. Appareillage de mesure expérimentale : prototype PANDAWave 1
- IV.2. Modélisation numérique du battage du PANDA 2
- IV.3. Mise au point du pénétromètre PANDA 2
- IV.4. Conclusions

### **V. Validation in-situ du PANDA 2**

- V.1. Fonctionnalité de l'appareil et répétitivité de résultats
- V.2. Influence in-situ du type de marteau
- V.3. Fiabilité de résultats : essais comparatifs avec le PANDA 1

### **VI. Conclusions**

---



## PARTIE 2

# CONCEPTION ET DEVELOPPEMENT D'UN PENETROMETRE DYNAMIQUE A JAUGES EXTENSOMETRIQUES : LE PANDA 2

### I. INTRODUCTION

Après une vingtaine d'années d'utilisation, le Panda a fait la preuve de sa haute performance lors des travaux de reconnaissance géotechnique, ainsi que pour le contrôle qualité des ouvrages en terre. Parallèlement, il a fait l'objet de validations et d'améliorations perpétuelles, visant à donner une fiabilité tant au niveau de la mesure effectuée que de l'ergonomie du matériel. Malgré tout, le Panda est devenu un appareil un peu ancien. En outre, la fragilité du capteur situé dans la tête de battage, tout comme celle des pièces mobiles de celle-ci, ont rendu l'appareil moins efficace. Devant ces constatations, il a semblé indispensable de procéder à une refonte approfondie de l'appareil, avec un double objectif :

- augmenter la qualité de la conception purement mécanique de l'appareil,
- intégrer au Panda les avancées considérables de l'électronique, tant au niveau de la mesure, que du traitement des données.

Pour accomplir le premier objectif, la solution a été relativement simple : « supprimer toute partie mobile, au niveau de la tête de battage, ayant une participation au choc ». En effet, lors d'un sondage Panda le marteau impacte d'abord le piston et ensuite, ces deux corps, se déplaçant ensemble, entrent en collision avec la tête de battage. Ainsi, deux chocs, de type acier-acier, ont lieu au niveau de la tête de battage pour chaque coup de marteau. Ces impacts entraînent des concentrations importantes de contrainte au niveau du piston et de la tête de battage. Ainsi, on a imaginé une tête de battage monobloc, dont la géométrie restait à étudier.

En termes de capteurs de mesure, il a fallu s'adapter aux modifications faites au niveau de la tête de battage. En effet, dans le Panda on mesure, à l'aide d'un capteur monté sur le piston, la vitesse du marteau juste au moment l'impact. Toutefois, par l'élimination du piston, ce type de mesure est devenu inapplicable. Ainsi, la mesure de l'énergie transmise au pénétromètre juste après l'impact s'avère une idée assez innovante et, par conséquent, très intéressante. Pour ce faire, on a conçu le montage de capteurs extensométriques (i.e. : des jauges de déformation) sur le pénétromètre même.

Dans cette partie, on propose tout d'abord au lecteur une brève présentation du pénétromètre Panda 2, ses caractéristiques, son principe, ses composantes principales, ainsi que son principe de conception et son système de mesure. On expose ensuite très succinctement l'approche théorique de la propagation unidirectionnelle des ondes longitudinales dans les corps élancés, et les conditions nécessaires pour l'application pratique de cette théorie. Les résultats des études d'étalonnage du Panda 2, à partir des modèles physiques et numériques développés sont exposés dans le paragraphe IV. Pour clore ce chapitre consacré au développement du nouveau pénétromètre, on présente la validation expérimentale et les résultats obtenus lors des nos travaux.

## II. LE PENETROMETRE DYNAMIQUE PANDA 2

Il s'agit toujours d'un pénétromètre léger et portable, pouvant être employé dans les mêmes situations et configurations que son prédécesseur le Panda 1. Son fonctionnement est dynamique et l'énergie de battage reste variable. Ainsi, pour définir le prototype définitif du nouveau appareil, quelques années d'expériences ont été nécessaires pour trouver la solution jugée être la meilleure. Différents prototypes ont été ainsi testés (*Gourvès et al., 2001 ; Diaz, 2002 ; Deheeger, 2002 ; Venuat, 2004*).

### II.1. Principe général

Le principe général reste le même que celui de son prédécesseur. Il s'agit toujours d'enfoncer, par battage manuel, un train de tiges dans le sol. Pour chaque coup on mesure, au niveau de la tête de battage, l'énergie transmise par l'impact. D'autres capteurs mesurent en même temps la valeur de l'enfoncement de la pointe. Le boîtier calculateur, appelé dorénavant Terminal De Dialogue TDD, reçoit ces deux informations et calcule instantanément la résistance de pointe  $q_d$  en mémorisant, pour chaque coup, le couple  $z-q_d$  correspondant. A la fin du sondage le pénétrogramme obtenu est désormais visualisable en temps réel sur l'écran du TDD. Les sondages enregistrés dans le TDD sont transmis à un PC pour être traités à l'aide du logiciel PANDAWin (cf. Figure 2-1).



Figure 2-1 (a) Principe du pénétromètre dynamique Panda 2, (b) Ensemble Panda 2, (c) Contrôle de compactage à l'aide du Panda 2, et (d) Pénétrogrammes obtenus et visualisables sur le TDD.

Toutefois, dans le Panda 2, la mesure de l'énergie est réalisée juste « après l'impact ». Pour cela *Gourvès et al. (2001)* ont conçu l'application des techniques de mesures dynamiques basées sur la théorie de propagation longitudinale d'une onde de contrainte dans une tige élastique. Les auteurs ont ainsi conçu le premier pénétromètre dynamique qui incorpore ce type de mesures pour l'exploitation de l'information au cours d'un sondage traditionnel. En outre, pour intégrer les avancées de l'électronique et en même temps pour améliorer l'ergonomie générale du pénétromètre, quatre composantes principales ont évolué : le Terminal De Dialogue (TDD), l'Unité Centrale d'Acquisition (UCA), le marteau de battage et la tête de battage.



## II.2. Caractéristiques du pénétromètre et description du matériel

### II.2.1. L'unité Centrale d'Acquisition (UCA)

L'Unité Centrale d'Acquisition (UCA) vient remplacer la « boîte grise » du Panda. L'UCA est un appareil électronique destiné à centraliser les informations de différents capteurs du Panda 2, puis elle les traite avant de les transmettre au TDD. Le temps d'intégration est inférieur à 1s. En outre, l'UCA a vu notamment des améliorations au niveau de la précision du capteur d'enfoncement, tout comme une réduction de volume.

### II.2.2. Le terminal de dialogue (TDD)

Le TDD est le dispositif électronique qui permet la communication entre l'opérateur et le Panda 2, afin de définir des sites et des sondages, mémoriser les mesures, visualiser les sondages (en temps réel ou ultérieurement), définir différents paramètres et configurations... Il est composé d'un boîtier étanche, d'un clavier, d'un afficheur équipé d'une dalle tactile et de deux ports de connexion (cf. figure 2-2.b). Ainsi le fonctionnement est très semblable à celui des PDA type PALM, et le pénétrogramme peut être visualisé à l'écran dès la fin du sondage (cf. figure 2-3). Avec le stylet et la dalle tactile de l'afficheur, l'ergonomie du système est intuitive et les saisies sont rapides. Bien que les améliorations au niveau électronique et numérique du TDD et de l'UCA caractérisent le Panda 2, les modifications les plus importantes ont lieu au niveau de la tête de battage et du marteau.

### II.2.3. Le marteau, la batteuse et la tête de battage

**Le marteau** du Panda 2 est totalement différent, et plus léger, par rapport à celui de son prédécesseur. Il est équipé de deux embouts interchangeable en polystyrène de haut impact (HIPS), évitant ainsi le choc violent du type métal-métal. Pour diminuer le rebond du marteau, le marteau possède une cavité cylindrique interne remplie de limaille de fer. Avec ce type de marteau, le transfert d'énergie se fait par le biais d'un seul impact.

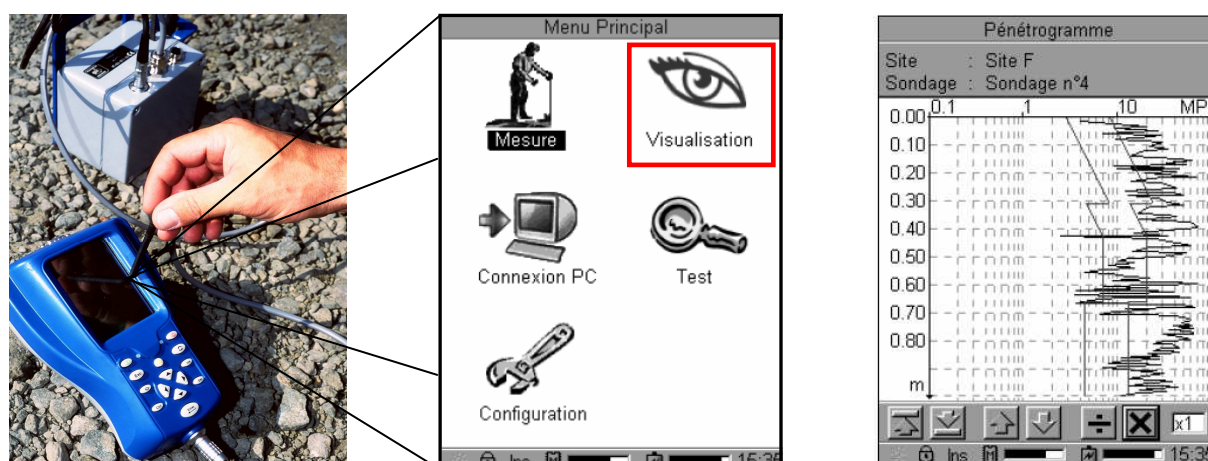


Figure 2-3 (a) Dalle Tactile Terminal De Dialogue TDD, (b) Menu interactif, et (c) Visualisation des sondages sur l'écran du TDD en temps réel.

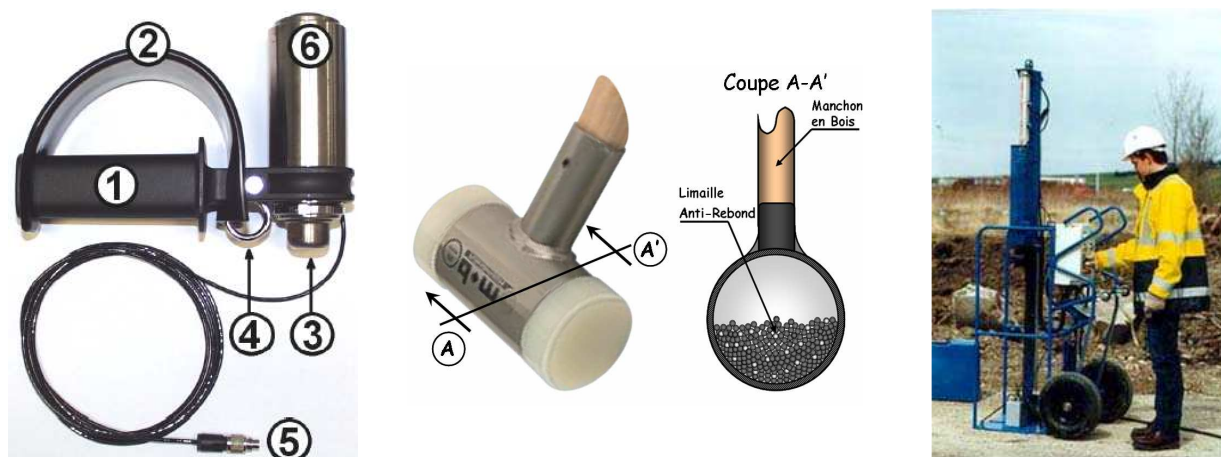


Figure 2-4 (a.) Tête de battage Panda 2, (b) marteau anti-rebond et (c) batteuse automatique.

Avec ces modifications on espère améliorer la transmission d'énergie au moment de l'impact et donc augmenter le pouvoir de pénétration du pénétromètre en réduisant le poids du marteau (**Benz, 2005**). Toutefois, dans la pratique, le battage manuel dans des sols raides devient une tâche lente et fatigante. C'est pour répondre à ces besoins qu'une batteuse automatique a été conçue (**Goubet, 2001**). Dans celle-ci, un mouton, de  $20\text{Kg}$ , est levé et lâché de hauteurs variables. L'énergie maximale de battage est de l'ordre de  $125,6\text{J}$ , alors que la minimale est de  $39,4\text{J}$ .

**La tête de battage** comprend les modifications les plus importantes. Elle est dépourvue de toute pièce mobile et le système de mesure est changé. Celui-ci repose sur des mesures extensométriques en utilisant des jauges de déformation. La tête de battage est un cylindre de métal massif d'une géométrie adaptée au système de mesure, caractérisée par une section centrale plus mince appelée « corps d'épreuve » où les jauges de déformation sont collées. Cette zone a été dimensionnée de manière à obtenir une déformation, à chaque coup de marteau, qui soit la plus grande possible et donc la plus précise possible, sans pour autant fragiliser l'appareil. Suite à l'impact d'un coup de marteau, le signal de déformation, ou de la force, subit par le corps d'épreuve est transmis vers l'UCA pour le calcul de l'énergie fournie par l'impact.



### II.3. Mesure de l'énergie de battage

Le Panda 2 est un pénétromètre dont la source d'énergie nécessaire pour l'enfoncement de la pointe dans le sol provient du battage manuel à l'aide d'un marteau standardisé. Pendant l'impact une partie de l'énergie cinétique du marteau est transmise au pénétromètre. Ce transfert d'énergie se fait sous forme d'onde de contrainte (**Fairhurst, 1961**). En effet, lorsque le marteau heurte la tête de battage, une onde de contrainte est engendrée dans la tête de battage et se propage unidirectionnellement vers la pointe du pénétromètre. Cette onde engendrera ainsi l'enfoncement de la pointe dans le sol. Pour enregistrer cette onde, **Gourvès et al. 2002** ont conçu de placer des jauges au niveau de la tête de battage, dans le corps d'épreuve. Les jauges sont montées en pont de Wheatstone dans le périmètre du corps d'épreuve. Juste après l'impact, l'onde de contrainte entraînée passe face au point de mesure où elle est mesurée par les jauges et ensuite envoyée en forme de signal vers l'UCA (cf. figure 2-5).

Pour le calcul de l'énergie on s'appuie sur la théorie de propagation unidirectionnelle d'ondes, dont la méthode d'intégration est décrite dans le paragraphe III.5. Ainsi pour chaque coup de marteau, l'onde de contrainte est enregistrée et donc l'énergie transmise par l'impact est calculée.

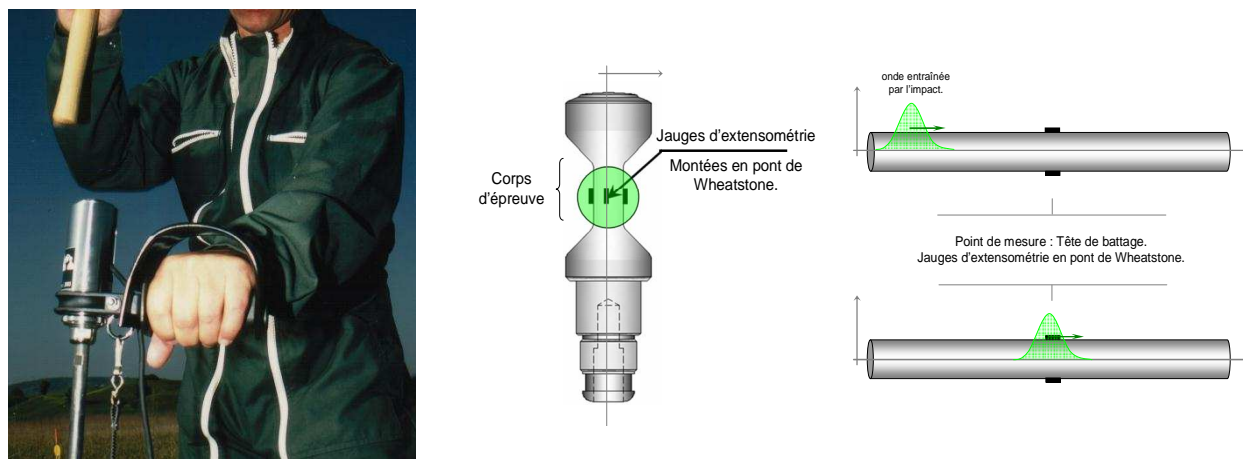


Figure 2-5 Esquisse du mode de mesure Panda 2 de l'énergie apporté au système juste après l'impact.

### II.4. Conclusion

Le développement technologique et l'esprit d'innovation ont poussé les ingénieurs de Sol-Solution à améliorer certains aspects de la première version du Panda. Ainsi on a conçu une deuxième version : le Panda 2. Le changement principal concerne le mode de mesure de l'énergie de battage. En effet, cet appareil enregistre la déformation de la tête de battage engendrée par l'onde de contrainte induite par l'impact du marteau. A partir de cette déformation mesurée par l'intermédiaire de jauges de déformation, il détermine l'énergie transmise au pénétromètre après l'impact. L'incorporation de technologie de pointe demande une bonne interprétation et une bonne utilisation de l'information obtenue. Pour cela on s'appuie sur la théorie de propagation unidirectionnelle d'une onde mécanique. Toutefois, la mesure de l'énergie de cette onde n'est pas simple. En effet différents facteurs peuvent influencer la mesure. Ainsi, on doit bien maîtriser l'interaction entre le marteau, la tête de battage et le train de tiges. Ensuite, il s'avère nécessaire d'étalonner de manière rigoureuse la mesure faite par les jauges, permettant donc d'améliorer la qualité des résultats obtenus lors d'un sondage. Pour répondre à ces besoins, l'étude analytique de la propagation de l'onde dans le pénétromètre se révèle nécessaire.



### III. PROPAGATION UNIDIMENSIONNELLE D'ONDES LONGITUDINALES DANS UN PENETROMETRE : APPROCHE ANALYTIQUE

**Isaacs (1931)** a été un des premiers à remarquer, à partir de quelques expériences menées en laboratoire, que le déplacement d'un pieu juste après un impact sur une de ses extrémités passe d'un mouvement quasi continu à un mouvement ondulatoire, semblable à celui d'une « chenille », lorsque la longueur des tiges est augmentée. Il a expliqué ce phénomène par le déplacement longitudinal d'une onde à l'intérieur des tiges et a proposé l'application d'une telle approche pour l'étude du battage des pieux.

La propagation de cette onde dans une tige élastique est décrite par une équation aux dérivées partielles, connue comme l'équation d'onde, obtenue à partir des travaux de **Jean-le-Rond D'Alembert (1756)**, qui s'est intéressé au phénomène de la corde vibrante. La première solution à cette équation à été proposée par **Barré de Saint-Venant (1867)** qui a étudié l'impact de tiges cylindriques et prismatiques de différentes longueurs. Il a supposé, d'après les travaux de **Cauchy (1826)** et de **Poisson (1833)**, que l'impact génère des ondes de contraintes à la fois dans le marteau et la tige, qui se propagent à une vitesse  $c$ , dite célérité de l'onde. Ainsi la transmission d'énergie à la tige se fait sous forme d'une onde se propageant à travers elle, en fonction du temps. **Hussein et Goble (2004)** récapitulent l'application de la théorie de propagation d'ondes mécaniques au cas du battage de pieux.

#### III.1. Considérations initiales

L'application de la théorie de propagation d'ondes longitudinales au cas du battage d'un pénétromètre demande la prise en compte de quelques hypothèses. Ainsi on idéalise les tiges comme des corps élastiques, homogènes et de section  $A_t$  uniforme, dont le diamètre  $d_t$  est petit devant la longueur  $L_t$ . En outre, le marteau est supposé être un corps rigide de masse  $M$ , qui heurte le pénétromètre à vitesse  $v_m$ .

L'impact engendre une onde de compression  $u(x,t)$  dans le pénétromètre qui se propage à vitesse constante  $c_t$  dans le sens longitudinal. La vitesse de propagation  $c_t$  est une fonction des propriétés du matériau constitutif des tiges, telles que le module d'Young  $E_t$ , le coefficient de Poisson  $\nu_t$  et la densité  $\rho_t$  du matériau. En outre, la vitesse de propagation d'une onde de compression dans un milieu solide infini est déterminée par l'expression générale :

$$c = \sqrt{\frac{1}{\rho} \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad \text{équation 2-1}$$

Pour le cas des tiges élancées, la vitesse de propagation  $c_t$  de l'onde de compression  $u(x,t)$  se déplaçant longitudinalement est indépendante du coefficient de Poisson  $\nu_t$  (**Timoshenko et Goodier, 1970**), et est donc donnée par l'expression suivante :

$$c_t = \sqrt{\frac{E_t}{\rho_t}} \quad \text{équation 2-2}$$

En absence d'efforts extérieurs et d'amortissement l'onde  $u(x,t)$  se déplacera dans le sens longitudinal en étant réfléchi, par la suite aux extrémités du train de tiges. Ainsi, un cycle aller retour de l'onde se fait dans un temps égal à  $2L_t/c_t$ . En outre, si des changements d'impédance (i.e. : variation de section de

tiges, variation du matériau composant les tiges, application de forces externes, ...) sont présents en un point  $x$  le long du train de tiges, la propagation de l'onde subira des réflexions et des transmissions en ces points. De manière générale, on verra dans ce qui suit que le passage de l'onde  $u(x,t)$  engendre une variation de vitesse particulière  $v(x,t)$  et une variation de force  $F(x,t)$  le long des tiges.

### III.2. L'impact du marteau : naissance de l'onde

Quand le marteau de masse  $M$  animé d'une vitesse  $v_m$  heurte une extrémité du train des tiges, une onde de compression  $u(x,t)$  est engendrée dans celles-ci et se déplace en sens positif à vitesse constante  $c_t$ . En outre, une onde compression  $u_m(x,t)$  est engendrée aussi dans le marteau et se déplace à vitesse constante  $c_m$ , le long de celui-ci, en sens opposé à l'onde  $u(x,t)$  (cf. figure 2-6).

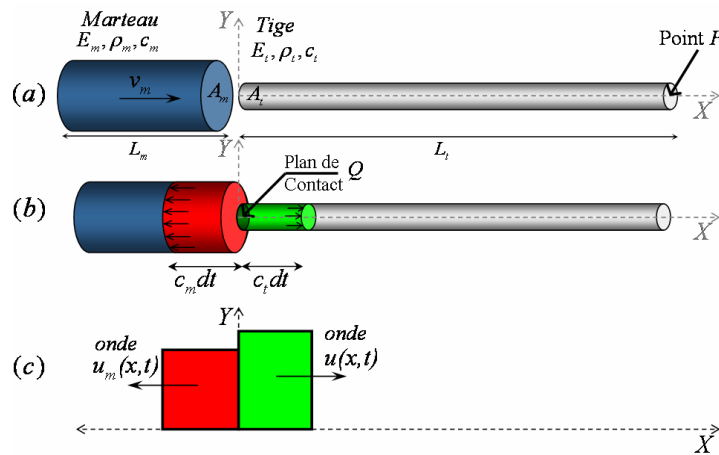


Figure 2-6 Impact d'un marteau cylindrique sur des tiges cylindriques. (a) avant l'impact, (b) temps  $dt$  juste après l'impact et naissance des ondes, et (c) propagation dans le marteau et les tiges.

Deux conditions doivent être satisfaites dans le plan de contact  $Q$ , pendant l'impact :

- les forces de contact dans le marteau et dans la tige doivent être égales,
- la vitesse particulière dans l'extrémité heurtante du marteau  $v'_m(x,t)$  et dans l'extrémité heurtée du train de tiges  $v(x,t)$  doivent être égales lorsque les deux corps sont en contact.

$$v_m + v'_m(x,t) = v(x,t) \quad \text{équation 2-3}$$

A l'instant  $dt$  juste après l'impact, les ondes  $u(x,t)$  et  $u_m(x,t)$  commencent à se propager dans les deux corps (cf. figure 2-6). En appliquant la théorie de la conservation de la quantité de mouvement on obtient :

$$L_m A_m \rho_m v_m = (L_m - c_m dt) A_m \rho_m v_m + c_m dt A_m \rho_m (v_m + v'_m(x,t)) + c_t dt A_t \rho_t v(x,t) \quad \text{équation 2-4}$$

$$v'_m(x,t) = -\alpha v(x,t)$$

$\alpha$  étant le rapport d'impédances mécaniques ( $\alpha = Z_t/Z_m$ ) du marteau ( $Z_m = A_m \rho_m c_m$ ) et de la tige ( $Z_t = A_t \rho_t c_t$ ).

En substituant l'expression précédente dans l'équation 2-3, les vitesses particulières dans la tige  $v(x,t)$  et dans le marteau  $v'_m(x,t)$  peuvent s'exprimer en termes de la vitesse d'impact du marteau  $v_m$  par l'expression suivante :

$$v(x,t) = \frac{1}{(1+\alpha)} v_m \quad \text{et} \quad v'_m(x,t) = \frac{\alpha}{(1+\alpha)} v_m \quad \text{équation 2-5}$$

La durée de l'impact continue lorsque l'onde  $u(x,t)$ , réfléchiée depuis l'extrémité opposée des tiges (point  $P$  sur la figure) revient, au temps  $2L/c_t$  après le début de l'impact, au plan de contact  $Q$ . Pendant la durée de l'impact l'onde  $u_m(x,t)$  engendrée dans le marteau réalise divers cycles aller retour dans celui-ci. En effet, après le début de l'impact, cette onde se déplace vers l'extrémité libre du marteau, où elle sera réfléchiée vers le plan de contact  $Q$  au temps  $L_m/c_m$  après le début de l'impact. On appelle cette onde  $u^I_m(x,t)$  car elle est la première réflexion de l'onde  $u_m(x,t)$  dans le marteau.

L'onde  $u^I_m(x,t)$  arrive au plan de contact  $Q$  au temps  $2L_m/c_m$  après le début de l'impact, dont une nouvelle transmission de vitesse particulière à l'onde  $u(x,t)$  dans les tiges aura lieu. Ce cycle sera répété autant de fois que possible lorsque les deux corps restent en contact (**Fairhurst, 1961**). La transmission de vitesse particulière du marteau aux tiges est donc donnée par l'équation suivante :

$$v^n(x,t) = v(x,t) \left[ \frac{1-\alpha}{1+\alpha} \right]^n \quad ; \quad 2 \frac{L_m n}{c_m} < t < 2 \frac{L_m (n+1)}{c_m} \quad \text{équation 2-6}$$

Où  $n=0,1,\dots,j$  est le rang du cycle  $2L_m/c_m$  de l'onde  $u_m(x,t)$  et les réflexions postérieures dans le marteau.  $n=0$  correspond au moment de l'impact, donc :  $v^0(x,t) = v(x,t)$ . Enfin, on peut remarquer que l'onde résultante sera une onde créneau, dont l'intervalle entre chaque valeur de l'onde est  $2L_m/c_m$ .

Enfin, on peut remarquer que les caractéristiques de l'onde (force au pic, durée, ...) dépendront de la géométrie et de la masse du marteau (ainsi que de la vitesse d'impact) et du rapport d'impédance avec les tiges. Dans ce qui suit, on montre que l'interposition d'une tête de battage entre le train de tiges et le marteau a également une influence sur les caractéristiques de l'onde entraînée dans le pénétromètre.

### III.3. La propagation dans les tiges : équation de l'onde

Juste après l'impact du marteau, l'onde de compression  $u(x,t)$  commence son déplacement le long des tiges. A l'instant  $t$ , le front de l'onde  $u(x,t)$  se trouve, en prenant comme repère fixe l'extrémité gauche de la tige, au point  $x+dx$ ,  $dx$  étant la portion de tige comprimée par l'onde. Ensuite, et après un temps  $dt$ , le front de l'onde  $u(x,t)$  se trouve au point  $X+dX$ , dont la portion comprimée est  $dX$ , (cf. Figure 2-7). La déformation  $\varepsilon$  entraînée dans la tige par le passage de l'onde  $u(x,t)$  dans l'intervalle de temps  $[t, t+dt]$  est donnée par :

$$\varepsilon = \frac{dX - dx}{dx} = \frac{\partial u}{\partial x} \quad \text{équation 2-7}$$

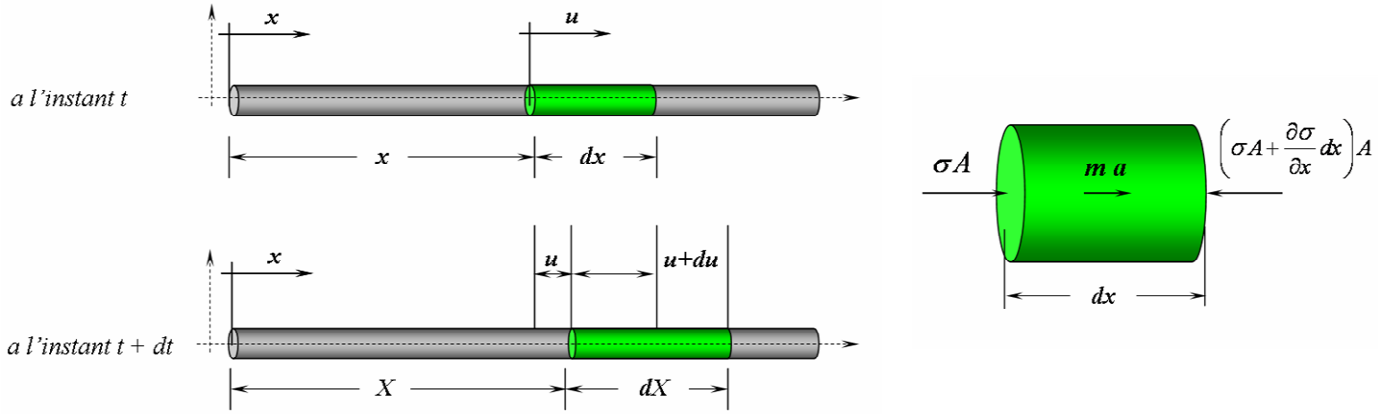


Figure 2-7 (a) Esquisse de propagation de l'onde le long des tiges et (b) équilibre de forces dans une section  $dx$  des tiges lors du passage de l'onde.

En outre, en prenant la portion de tige comprimée par l'onde  $u(x,t)$  à l'instant  $t$  et compte-tenu de  $\sum F = ma$ , avec  $m = A_t \rho_t dx$  et  $a = \partial^2 u / \partial t^2$  il est possible d'écrire :

$$\frac{\partial \sigma}{\partial x} = \rho_t \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad \text{équation 2-8}$$

En considérant l'élasticité de la tige,  $\sigma = E_t \varepsilon$ , avec  $\varepsilon$  donné par l'équation 2-7, l'expression précédente devient :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c_t^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad \text{équation 2-9}$$

$c_t$  étant la vitesse de déplacement de l'onde (équation 2-2). Cette équation différentielle gouverne la propagation de l'onde  $u(x,t)$  dans les tiges juste après l'impact du marteau.

Par ailleurs, les solutions de l'équation de l'onde peuvent être de type numérique (différences finies ou éléments finis) ou de type analytique (méthode de séparation de variables, méthode de transformée de Laplace, méthodologie d'analyse spectrale, ou méthode des caractéristiques). Il n'est pas question ici d'approfondir chaque type de solution ; le lecteur pourra toutefois trouver une explication détaillée de chacune des approches dans (**Verruijt, 2005**).

Dans ce travail, on retient comme solution de l'équation de l'onde celle proposée d'après la méthode des caractéristiques. Cette méthode, proposée originalement par **Barré de Saint Venant (1867)**, établie de manière générale que la solution de l'équation 2-9 est donnée par la superposition de deux ondes  $u_f(t-x/c_t)$  et  $u_g(t+x/c_t)$  de formes arbitraires se déplaçant le long de tiges :

$$u(x,t) = u_f\left(t - \frac{x}{c_t}\right) + u_g\left(t + \frac{x}{c_t}\right) \quad \text{équation 2-10}$$

$u_f(t-x/c_t)$  représente l'onde qui se déplace dans le sens positif des tiges, et  $u_g(t+x/c_t)$  celle se déplaçant dans le sens négatif. Dans cette approche on considère que les ondes  $u_f$  et  $u_g$  se propagent le long de tiges sans subir d'altération et aux vitesses caractéristiques  $-c_t$  et  $c_t$  (**Middendorp, 2004**).

### III.4. Relation entre la force et la vitesse de l'onde

Le passage de l'onde  $u(x,t)$  à l'instant  $t$  engendrera une vitesse particulière  $v(x,t)$  au point  $x$  de la tige, obtenue par la dérivation de l'équation 2-10 en fonction du temps.

$$v(x,t) = v_f(t - x/c_t) - v_g(t + x/c_t) \quad \text{équation 2-11}$$

En outre, le passage de l'onde  $u(x,t)$  entraîne une déformation élastique  $\varepsilon(x,t)$  au point  $x$  de la tige, obtenue par la dérivation de l'équation 2-10 en fonction de  $x$ . Il est possible d'exprimer  $\varepsilon(x,t)$  en termes de la vitesse particulière des ondes  $u_f(t-x/c_t)$  et  $u_g(t+x/c_t)$ , on obtient ainsi :

$$\varepsilon(x,t) = -\frac{1}{c_t} \left[ v_f(t - x/c_t) - v_g(t + x/c_t) \right] \quad \text{équation 2-12}$$

Compte-tenu de l'élasticité des tiges,  $F = \varepsilon A_t E_t$ , l'expression précédente devient alors :

$$F(x,t) = -\frac{A_t E_t}{c_t} \left[ v_f(t - x/c_t) - v_g(t + x/c_t) \right] \quad \text{équation 2-13}$$

Il existe donc une relation simple, mais très importante dans le problème de propagation longitudinale d'une onde mécanique dans un milieu élastique, entre la force  $F(x,t)$  et la vitesse particulière  $v(x,t)$ , dont le rapport de proportionnalité est donné par l'impédance mécanique de la tige  $Z_t$  égale à  $A_t E_t / c_t$  où  $A_t \rho_t c_t$ .

### III.5. Energie transportée par l'onde : du marteau aux tiges

La propagation d'une onde mécanique dans un milieu élastique, tel qu'une tige, est caractérisée par le transport d'énergie. L'énergie totale  $E(x,t)$  transportée par l'onde  $u(x,t)$  est décomposée en deux parties égales (**Fairhurst, 1961**) : l'énergie cinétique  $E_K(x,t)$  et l'énergie potentielle de déformation  $E_U(x,t)$ , avec :

$$E_K(x,t) = \frac{1}{2} \frac{A_t E_t}{c_t} \int [v(x,t)]^2 dt \quad \text{équation 2-14}$$

$$E_U(x,t) = \frac{1}{2} \frac{c_t}{A_t E_t} \int [F(x,t)]^2 dt \quad \text{équation 2-15}$$

L'énergie totale  $E(x,t)$  transportée par l'onde  $u(x,t)$  le long des tiges est déterminée à l'aide de l'équation 2-16 et demande l'utilisation d'une jauge de contrainte et d'un accéléromètre. Cette technique de mesure est connue sous le nom de méthode *EFV* ; introduite par (**Sy et al. 1991**) pour déterminer la quantité d'énergie transmise aux tiges du pénétromètre SPT après chaque impact.

$$E(x,t) = \int F(x,t) v(x,t) dt \quad \text{équation 2-16}$$

$$E(x,t) = \frac{c_t}{A_t E_t} \int [F(x,t)]^2 dt \quad \text{équation 2-17}$$

Par ailleurs, compte-tenu de la proportionnalité entre la force  $F(x,t)$  et la vitesse particulière  $v(x,t)$  de l'onde (cf. équation 2-13), il est possible de calculer l'énergie  $E(x,t)$  d'après l'équation 2-17. L'utilisation de l'équation 2-17 est connue sous le nom de méthode *EF2*, et l'accéléromètre n'est pas nécessaire.

### III.6. Changements d'impédance : transmission et réflexion de l'onde

Un changement d'impédance a lieu lorsqu'on a une variation de section en un point  $x$  le long des tiges ou quand on a une variation des propriétés mécaniques des matériaux composant la tige. Ainsi, lorsque l'onde  $u(x,t)$  rencontre un changement d'impédance, une partie de l'onde sera réfléchiée  $u_R(x,t)$  en sens contraire de propagation et une autre partie sera transmise  $u_T(x,t)$  dans le même sens de propagation d'origine (cf. figure 2-8).

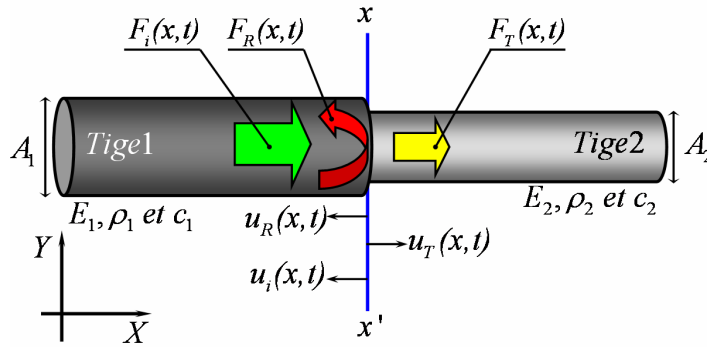


Figure 2-8 Esquisse sur la réflexion et la transmission d'une onde lors d'un changement d'impédance.

Les magnitudes des ondes  $u_R(x,t)$  et  $u_T(x,t)$ , en termes de force  $F_R(x,t)$  et  $F_T(x,t)$  et de vitesse particulière  $v_R(x,t)$  et  $v_T(x,t)$ , dépendent notamment du rapport d'impédance mécanique  $\alpha_i$  au point de changement d'impédance. Il est possible d'exprimer les termes de force et de vitesse particulière de l'onde réfléchiée et de l'onde transmise comme une fonction de  $\alpha_i$  et de l'onde incidente  $u(x,t)$ :

$$F_T(x,t) = 2 \frac{\alpha_i}{(\alpha_i + 1)} F(x,t) \quad v_T(x,t) = 2 \frac{1}{(\alpha_i + 1)} v(x,t) \quad \text{équation 2-18}$$

$$F_R(x,t) = \frac{(\alpha_i - 1)}{(\alpha_i + 1)} F(x,t) \quad v_R(x,t) = \frac{(1 - \alpha_i)}{(\alpha_i + 1)} v(x,t) \quad \text{équation 2-19}$$

On peut remarquer que l'onde transmise  $u_T(x,t)$  dans un changement d'impédance a toujours le même signe que l'onde incidente  $u(x,t)$ . Toutefois, le signe de l'onde réfléchiée  $u_R(x,t)$  dépend de la valeur de  $\alpha_i$ . Dans le cas où  $\alpha_i < 1$  (réduction de section dans les tiges) la force de l'onde aura un signe contraire à la force de l'onde incidente, alors que les vitesses particulières auront le même signe. Ainsi, l'onde réfléchiée sera une onde de tension. Si  $\alpha_i > 1$ , (augmentation de la section des tiges), des conditions contraires au cas où  $\alpha_i < 1$  auront lieu, et l'onde réfléchiée sera une onde de compression. Enfin, si  $\alpha_i = 1$ , l'onde réfléchiée est nulle.

### III.7. Conditions aux limites

Si aucun changement d'impédance n'existe et qu'il n'y a pas de forces externes le long des tiges, l'onde  $u(x,t)$  engendrée par l'impact arrivera au temps  $L/c_t$  à l'extrémité du train de tiges. Il est important de comprendre ce qui se passe en ce point. Deux conditions limites à l'extrémité sont principalement traitées ici. En outre, les effets des efforts externes appliqués le long des tiges, ainsi que les effets liés à l'interposition d'une tête de battage, ou enclume, sont également traités ci après.

### III.7.1. L'onde arrive à une extrémité libre

Une extrémité libre a lieu lorsqu'il n'existe pas de forces résistantes au mouvement des particules de la tige en ce point et par conséquent la somme de forces est nulle. C'est le cas où la tige est suspendue dans l'air (**Fairhurst, 1961**). Dans ce cas, l'onde incidente  $u(x,t)$  sera complètement réfléchi. La force  $F_R(x,t)$  aura la même magnitude, mais un signe différent, par rapport à la force  $F(x,t)$  de l'onde incidente. Ainsi la résultante des efforts à l'extrémité est nulle. En outre, la vitesse particulière  $v_R(x,t)$  de l'onde réfléchi sera identique en magnitude et signe par rapport à la vitesse particulière  $v(x,t)$  apportée par l'onde incidente, et donc la vitesse résultante à l'extrémité à cet instant sera doublée. Compte-tenu des remarques faites, on peut conclure que dans le cas où l'onde incidente  $u(x,t)$  est une onde de compression, l'onde réfléchi  $u_R(x,t)$  sera une onde de traction et vice-versa.

### III.7.2. L'onde arrive à une extrémité fixe

Dans ce cas le déplacement de l'extrémité est nul. C'est le cas où la tige est encastrée et donc où le rapport d'impédance  $\alpha_i$  est infini. Ainsi, lorsque l'onde  $u(x,t)$  arrive à ce point, elle sera complètement réfléchi ; la force  $F_R(x,t)$  sera donc identique en magnitude et signe à la force  $F(x,t)$  apportée par l'onde incidente, et la résultante des efforts en ce point sera donc deux fois la magnitude de l'onde incidente. En outre, la vitesse particulière  $v_R(x,t)$  de l'onde réfléchi aura un signe contraire à celui de la vitesse particulière  $v(x,t)$  de l'onde incidente, et par conséquent la vitesse résultante sera nulle.

### III.7.3. Les effets des efforts le long de tiges

De manière assez générale, si une force résistante  $R_i(x)$  est appliquée de façon soudaine en sens opposé à la direction de propagation de l'onde  $u(x,t)$ , une réflexion et une transmission auront lieu en ce point. Les vitesses particulières apportées par l'onde réfléchi  $u_R(x,t)$  et l'onde transmise  $u_T(x,t)$  peuvent donc être exprimées en termes de l'effort  $R_i(x)$  :

$$v_R(x,t) = v_T(x,t) = \frac{1}{2} \frac{c_i}{A_i E_i} R_i(x) \quad \text{équation 2-20}$$

Pour des cas plus réalistes, où des efforts  $R_i(x)$ , avec  $i=1, n-1, n$  et  $0 < x < L_i$ , sont présents le long des tiges, le calcul des magnitudes des ondes réfléchies et transmises devient plus complexe. Toutefois, une formulation complète est proposée pour ce cas par (**Rausche et al. 1985**).

### III.7.4. Interposition d'une tête de battage

Il est courant dans la pratique d'interposer une tête de battage, ou enclume, entre les tiges et le marteau, dont la fonction principale est de protéger les tiges, ainsi que de bien distribuer la force engendrée par l'impact dans celles-ci. Toutefois, les effets sur la puissance de pénétration, liée notamment à la force au pic de l'onde  $u(x,t)$  et l'énergie transportée par celle-ci, étaient mal maîtrisés. **Gonin (1978)** a étudié ce problème pour le cas d'une tête de battage, de section supérieure à celle des tiges, et inférieure à celle du marteau. Dans ses études il a considéré les trois corps constitués du même matériau. Il a conclu que la présence d'une tête de battage modifie notablement la force au pic de l'onde transmise aux tiges, mais que les effets sur le transfert de l'énergie dans le temps sont négligeables (**Gonin, 1995**). En outre, **Décourt (1989)**, en travaillant sur l'étalonnage du carottier SPT, a remarqué que le transfert d'énergie aux tiges diminue avec la croissance de la masse de la tête de battage (**Cavalcante, 2002**).

### III.8. Application pratique : approche expérimentale

Bien que les remarques faites par (*Isaacs, 1931*) aient mis en évidence une application possible de l'équation d'ondes au cas du battage d'un pieu, il était difficile d'effectuer des mesures expérimentales à l'époque. La première tentative de réalisation des mesures dynamiques au cours du battage d'un pieu a probablement été effectuée par (*Glanville et al., 1938*), qui ont mesuré l'énergie transmise au pieu par l'impact du marteau. Les années suivantes ce type de mesure s'est multiplié. (*Fairhurst, 1961*) réalisa une étude théorico-expérimentale sur le battage d'un percuteur de roches. Il explique, entre autres, la propagation de l'onde et sa dissipation en pointe dans la roche. Ainsi, l'importance de l'analyse des mesures dynamiques réalisées au cours du battage a été rapidement comprise.

Entre 1964 et 1976 un programme extensif de recherche a été développé à Case Western Reserve University, dans le but d'améliorer l'analyse de mesures dynamiques, et en outre d'estimer de manière simple et rapide la résistance statique du sol et les efforts le long du pieu. Ce programme de recherche a donné comme résultat la méthode d'analyse CASE (*Rausche et al. 1972 ; Goble et al., 1975*) et le code d'analyse inverse du battage de pieux CAPWAP (*Rausche et al., 1972*).

A l'heure actuelle, ces techniques de mesure et d'analyse sont couramment employées dans le domaine du battage de pieux. (*Hussein et al., 2004*) présentent un résumé sur l'histoire de l'application pratique de la théorie de propagation d'ondes au problème du battage dynamique de pieux.

#### III.8.1. Appareillage de mesure

La qualité des résultats obtenus à partir des mesures dynamiques lors du battage dépend fortement de l'équipement de mesure utilisé (*Kirsch et al., 2002*). Dans la pratique, l'équipement de base est constitué de capteurs extensométriques de type jauges de déformation et accéléromètres (*Asch, 2006*). Le signal de force  $F(x,t)$  est obtenu par le biais des mesures effectuées avec les jauges de déformation, alors que le signal de vitesse  $v(x,t)$  est obtenu par l'intégration du signal accélérométrique.

Le choix du type et des caractéristiques des capteurs dépend notamment du système de battage, des forces et accélérations maximales de l'onde engendrée par l'impact sur le pieu, ainsi que des dimensions de celui-ci. Pour la quantité de capteurs nécessaires, (*Hannigan et al., 1998*) recommandent l'utilisation de deux jauges de déformation et deux accéléromètres, collés, diamétralement opposés dans la section du pieu. Dans le cas des barres minces, l'utilisation d'une jauge de contrainte et d'un accéléromètre est suffisante (*Lundberg et al. 1977*). L'installation des capteurs se fait généralement vers la tête du pieu, à une distance minimale égale à 1,5 fois le diamètre du pieu (*Goble et al., 1996*).

### III.9. Conclusions

Le Panda 2 est décrit par l'ensemble des phénomènes dynamiques agissant lors du battage. Son étude exige ainsi la bonne compréhension des phénomènes qui passent juste après le choc, au cours de la propagation de l'onde de compression née du choc. Nous avons présenté succinctement ici les différents phénomènes qui ont une influence sur la propagation de l'onde le long des tiges du pénétromètre, et qu'on doit prendre en compte lorsqu'on veut appliquer cette théorie au cas du pénétromètre.



## IV. ETALONNAGE EXPERIMENTAL ET MODELISATION NUMERIQUE

La compréhension du phénomène de propagation de l'onde de contrainte dans le Panda 2 demande la bonne connaissance de l'interaction entre le marteau, la tête de battage et les tiges au cours du battage. Pour cela, le mieux est de disposer des mesures dynamiques (force et/ou d'accélération) effectuées au pénétromètre dans des conditions bien maîtrisées, ainsi que d'un modèle numérique permettant de résoudre facilement les équations différentielles gouvernant la propagation de l'onde dans le pénétromètre.

### IV.1. Appareillage de mesure expérimentale : prototype PANDAWave 1

Un prototype expérimental a été construit et mis au point à Sol-Solution, Figure 2-9. Il s'agit du Panda 2 muni d'une tige équipée avec deux jauges de déformation collées en deux points différents et montées en pont de Wheatstone. Les jauges sont connectées à une boîte amplificatrice possédant quatre ports d'entrée. Ainsi, il est possible de connecter également, lors du battage, la jauge de déformation installée dans le Panda 2. Les signaux sont transmis vers un PC compatible par l'intermédiaire d'une carte d'acquisition de données analogiques. La fréquence d'échantillonnage du système varie entre 250khz et 500khz. En outre, l'enregistrement des signaux et l'affichage sur l'écran se font à l'aide du logiciel ProtoNIDAQ créé sous Labview.

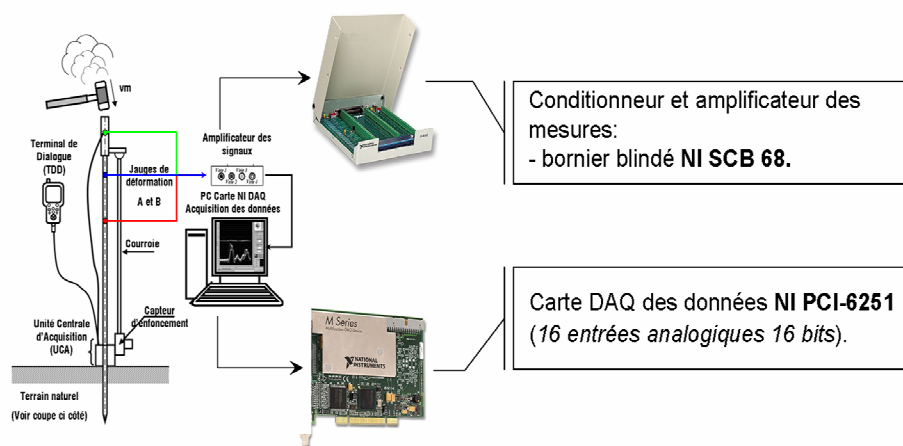


Figure 2-9 Prototype Expérimental PANDAWave 1 : (a) esquisse, et (b) mise en place.

A chaque coup du marteau on visualise en temps réel les signaux mesurés dans la tige et/ou dans le corps d'épreuve du Panda 2, et enregistrés sous forme de fichiers informatiques qui sont traités par la suite sous Excel ; l'application d'un filtre par moyenne glissante à 10Khz de fréquence permet d'améliorer la qualité des signaux enregistrés en réduisant le bruit contenu sur ceux-ci.

#### IV.1.1. Conception d'appareillage d'étalonnage en laboratoire

Pour une étude satisfaisante sur la propagation de l'onde, ainsi que pour la calibration des mesures faites par le Panda 2, deux maquettes d'étalonnage en laboratoire ont été conçues. Celles-ci permettent de contrôler les conditions aux limites lors des études et donc de s'affranchir des aléas du terrain (notamment le frottement latéral le long des tiges) lors des mesures.

##### a. Pendule d'impact

Le pénétromètre est disposé horizontalement en reposant sur des roulements à billes, permettant de négliger les efforts de frottement le long des tiges. Le fait que le système soit placé horizontalement, n'a aucune influence sur la propagation de l'onde, car les forces gravitaires ne modifient pas la propagation de l'onde (**Fairhurst, 1961**). Le battage est simulé à l'aide d'un pendule d'impact, de longueur 3m, d'angle de chute  $\theta$  maximal de  $160^\circ$  et dont l'énergie maximale de battage peut atteindre  $90J$  (cf. figure 2-10). Cet appareillage offre la possibilité de faire varier l'énergie de battage, ainsi que la longueur du train de tiges.

##### b. Forage d'étalonnage

Pour bien comprendre le phénomène de propagation d'ondes dans le Panda 2 lorsqu'on utilise la batteuse, ainsi que pour bien évaluer la quantité d'énergie transmise au pénétromètre après l'impact, il a été conçue une maquette adaptée spécialement aux études avec la batteuse (cf. figure 2-11). De manière générale, le train de tiges (de 8m de longueur) est introduit dans un forage de 60mm de diamètre, ce qui permet de s'affranchir du frottement latéral. L'installation du prototype PANDAwave 1, permet de mesurer le passage de l'onde en trois points différents du pénétromètre juste après chaque impact du mouton.

#### IV.1.2. Reproductibilité des signaux – Caractérisation des ondes

Quelques essais à l'aide de l'appareillage d'étalonnage ont été réalisés. Ils avaient pour but de vérifier la reproductibilité des mesures et en outre de déterminer les caractéristiques de l'onde de compression entraînée juste après l'impact dans le pénétromètre, soit en battage manuel, soit en battage automatique. Pour ce faire, des longueurs de tiges importantes ont été employées, permettant ainsi d'éloigner le retour de l'onde réfléchie depuis la pointe. Les enregistrements de l'onde ont été effectués au niveau de la tête de battage du Panda 2. Sur le graphique 2-1.a il est possible de remarquer l'allure semi-sinusoïdale de l'onde de compression entraînée par l'impact en battage manuel, dont la durée du choc est d'environ  $1,8ms$ . En revanche, décrire l'allure de l'onde entraînée par l'impact du marteau en battage automatique n'est pas simple (cf. graphique 2-1.b). En plus, le développement de l'onde est perturbé par le retour de l'onde réfléchie depuis la pointe, et donc la durée du choc ne peut pas être déterminée. Toutefois, celle-ci est très grande par rapport à celle de l'onde engendrée en battage manuel.

La reproductibilité des mesures effectuées lors du battage Panda 2 est très bonne dans le cas du battage manuel, ainsi que dans le cas du battage automatique.

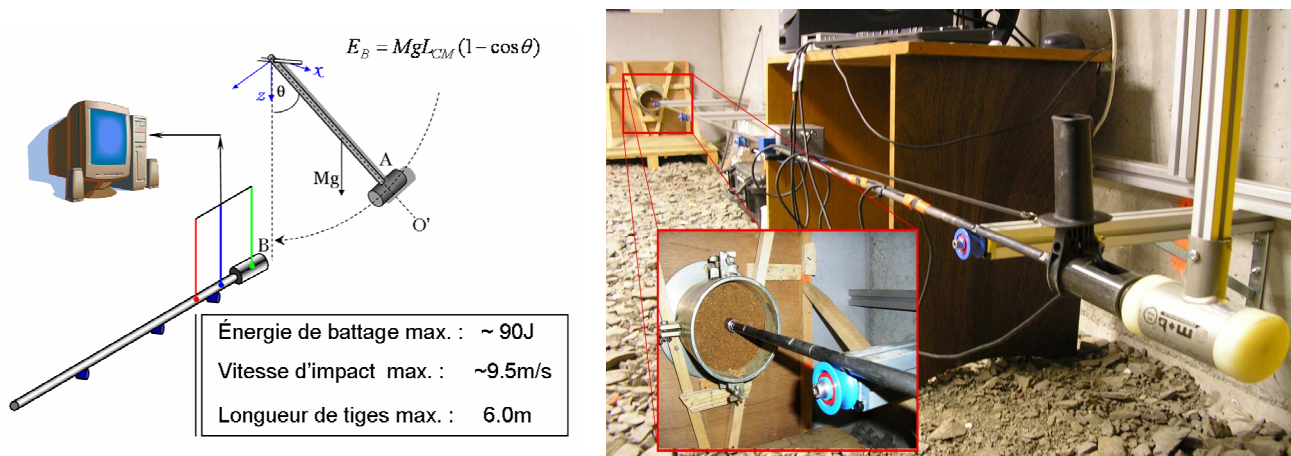


Figure 2-10 Appareillage d'étalonnage en laboratoire (a) Schéma, et (b) mise en œuvre.

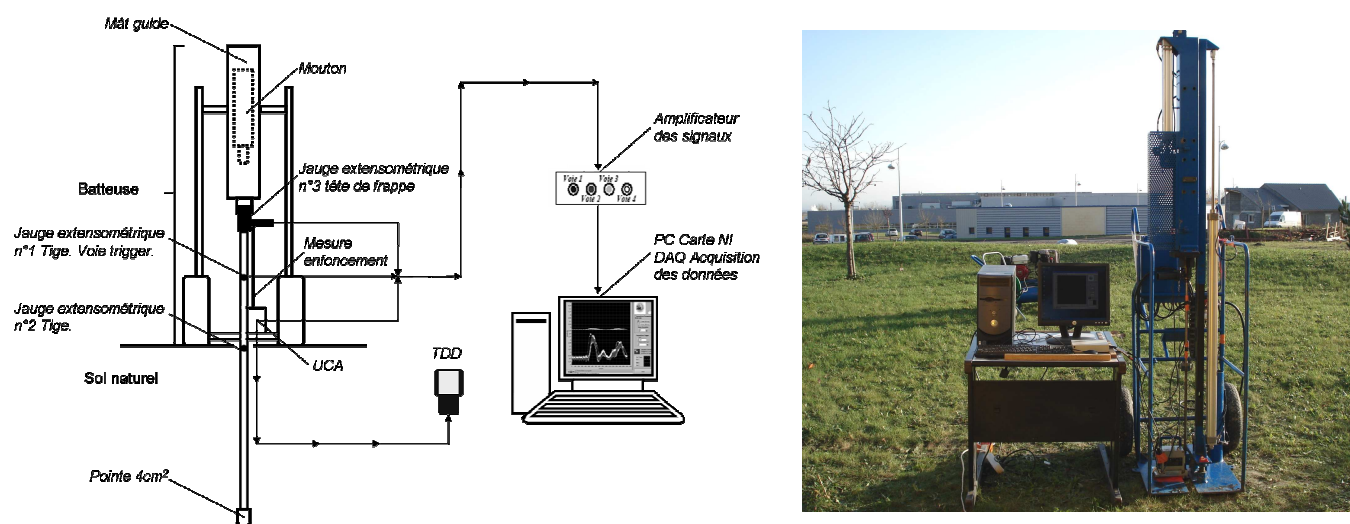
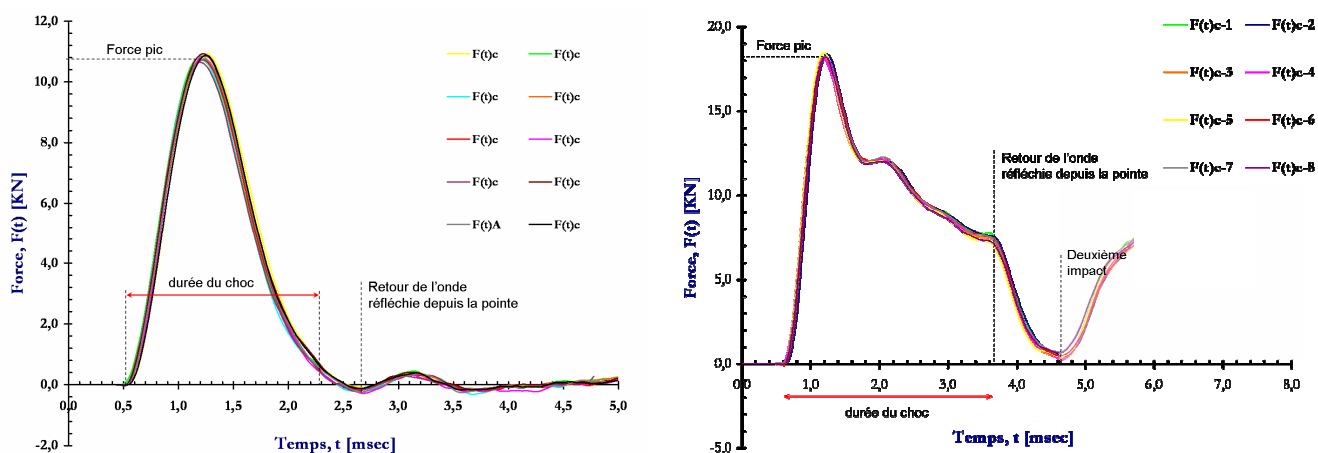


Figure 2-11 (a) Schéma du montage d'étalonnage dans le forage et (b) mise en œuvre.



## IV.2. Modélisation numérique du battage du Panda 2

**Smith (1962)** a été le premier à modéliser le battage dynamique d'un pieu en s'appuyant sur la théorie de la propagation de l'onde. Le pieu est représenté par un système masses/ressorts et le comportement du sol à la pointe par un comportement de type élastoplastique parfait ou visco-élastoplastique. Plusieurs autres solutions numériques ont été proposées après le travail de Smith. Toutefois, la plupart, par exemple GRLWEAP, sont basées sur son modèle (**Charue, 2005**).

Pour sa part, (**Zhou, 1997**) applique la même logique pour étudier les divers chocs agissant lors du battage du pénétromètre Panda. La modélisation du battage a été faite à l'aide du code PFC<sup>2D</sup> (Particle Flow Code in two dimensions). Le pénétromètre est représenté par une collection de masses circulaires reliées par des contacts élastiques. Bien qu'il soit arrivé à décrire les diverses natures des chocs, Zhou a conclu qu'il existe une propagation de diverses ondes au cours du battage et qu'une étude plus approfondie s'avère nécessaire.

### IV.2.1. Modélisation du battage sur PFC<sup>2D</sup>

PFC<sup>2D</sup> est un code bidimensionnel basé sur la méthode des éléments distincts, dont l'algorithme de résolution explicite traite idéalement des comportements non-linéaires, en grands déplacements et en grandes déformations (**Cundall, 1971 ; Cundall and Strack, 1979**). Ainsi, il est possible de modéliser le mouvement et l'interaction des corps discrets bidimensionnels, ainsi que la propagation d'ondes dynamiques à travers le milieu sans aucune limitation quant aux déplacements, rotations, etc.

De manière générale, dans PFC<sup>2D</sup> le milieu est traité par un assemblage de particules, supposées rigides, qui se déforment localement aux points de contact. Les particules peuvent être indépendantes pour modéliser des granulats ou liées les unes aux autres pour représenter un matériau solide, tel une tige. La déformation du modèle est expliquée par le chevauchement entre les particules, dont la force de chaque contact est proportionnelle au chevauchement. Différentes lois de contact sont prédéfinies dans le code. Toutefois, pour la modélisation du battage, on retiendra une loi de contact linéaire élastique.

Dans cette loi la force de contact est directement proportionnelle au chevauchement entre les entités en contact, soit un contact particule-particule soit un contact particule-parois. Ainsi les forces normale et tangentielle au niveau du contact sont définies d'après les expressions suivantes :

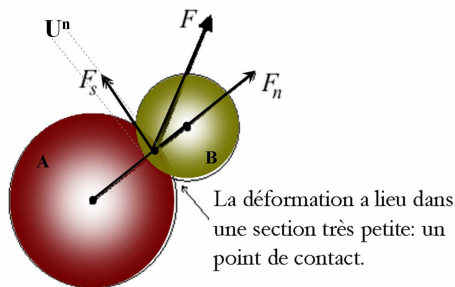


Figure 2-12 Schéma d'un contact élastique linéaire.

$$F_n = K^n U^n \quad \text{équation 2-21}$$

et

$$\Delta F_s = k^s \Delta U^s \quad \text{équation 2-22}$$

Avec :

- $U^n$  : chevauchement au contact,
- $\Delta U^s$  : incrément de déplacement tangentiell,
- $K^n$  : la raideur normale au contact,
- $k^s$  : la raideur tangentielle au contact.

Les raideurs de contact  $K^n$  et  $k^s$  sont fonctions des raideurs définies pour deux entités (A) et (B) en contact d'après les expressions suivantes :

$$K^n = \frac{k_{(A)}^n \cdot k_{(B)}^n}{k_{(A)}^n + k_{(B)}^n} \text{ et } k^s = \frac{k_{(A)}^s \cdot k_{(B)}^s}{k_{(A)}^s + k_{(B)}^s} \quad \text{équation 2-23}$$

A ou B pouvant être une particule ou une paroi, mais en aucun cas A et B ne sont des parois, car le contact entre ces entités n'est pas permis.

#### a. Principe de modélisation du pénétromètre Panda 2

En reprenant les idées de (Zhou, 1997), le pénétromètre est modélisé par un système masses/ressorts dont les masses correspondent aux particules disponibles dans le code, Figure 2-13.a. Pour estimer les paramètres de chaque particule, on prend en considération la propagation unidirectionnelle d'une onde de compression dans un ensemble discret de particules. Ainsi, pour établir la relation entre les paramètres continus de la tige et les paramètres de chaque particule, on considère l'ensemble de celles-ci comme un milieu continu représentant une tige de section circulaire uniforme, avec  $R_t$  le rayon de chaque particule et donc de la tige. Axialement, chaque particule représente un cylindre équivalent de hauteur égale à  $2R_t$ . Ainsi le module d'Young  $E_t$  est exprimé d'après :

$$E_t = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{F}{\pi R_t^2} \cdot \frac{2R_t^2}{\Delta u} \quad \text{équation 2-24}$$

$F$  étant la force de contact et  $\Delta u$  le déplacement du contact. En considérant une loi de contact linéaire élastique entre les particules, considérées elles mêmes de même taille, on peut écrire :

$$\frac{F}{\Delta u} = \frac{k^n}{2} \quad \text{équation 2-25}$$

$k^n$  étant la raideur normale de chaque particule. Ainsi, compte-tenu de la relation précédente, le module d'Young  $E_t$  de la tige discrétisée peut être obtenu d'après :

$$E_t = \frac{k^n}{\pi R_t} \quad \text{équation 2-26}$$

D'après la théorie de propagation longitudinale d'ondes, la célérité de l'onde  $c$  est égale au rapport entre le module de Young et la densité du milieu traversé, dans ce cas la tige. Ainsi  $c_t^2 = E_t / \rho_t$  et donc la raideur normale de chaque particule composant la tige peuvent être obtenus d'après :

$$k^n = \pi R_t \rho_t c_t^2 \quad \text{équation 2-27}$$

Pour prendre en compte les effets des forces inertielles, la densité équivalente  $\rho_{ball}$  de chaque particule composant la tige est obtenue en supposant sa masse égale à la masse d'un cylindre équivalent :

$$\frac{4}{3} \pi R_t^2 \rho_{ball} = 2R_t \pi R_t^2 \rho_t \dots\dots, \text{ et donc } \rho_{ball} = \frac{3}{2} \rho_t \quad \text{équation 2-28}$$

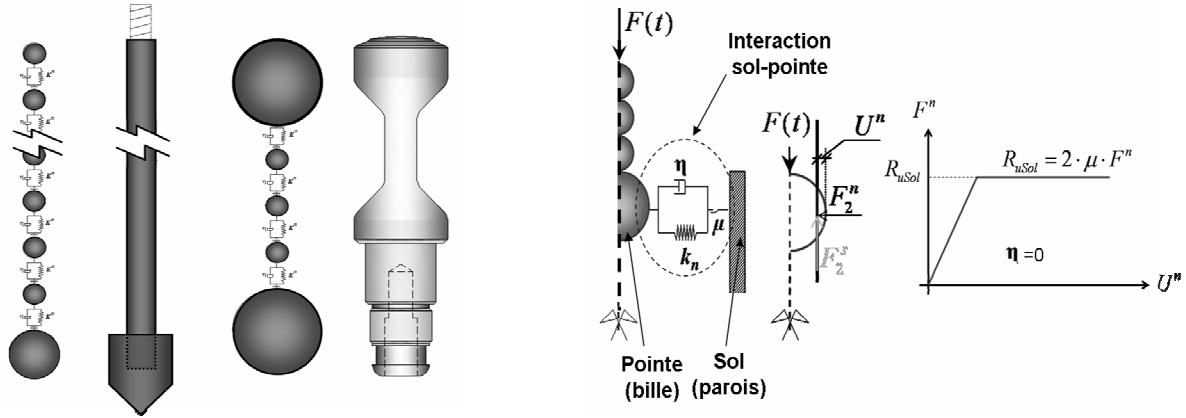


Figure 2-13 (a) discrétisation du pénétromètre Panda 2, et (b) modèle d'interaction pointe-sol.

A partir des paramètres mécaniques des tiges (module de Young  $E_t$  et densité  $\rho_{ball}$ ), ainsi que de sa géométrie, il est possible d'obtenir les micro-paramètres de contact (raideur normale) pour chaque particule composant le modèle discret du pénétromètre.

Pour définir l'interaction pénétromètre-sol on suppose que les efforts dus au frottement latéral sont négligeables et donc que la résistance opposée à l'enfoncement agit seulement au niveau de la pointe (cf. figure 2-13.b). Ainsi, l'interaction pointe-sol est modélisée en utilisant deux parois, dont le comportement est assimilable à une loi du type élastoplastique parfaite. De manière générale, la pointe sera soumise à une onde de force  $F(t)$  engendrée par l'impact du marteau, dont une partie sera réfléchiée vers le haut et une autre partie sera utilisée pour déformer le sol. Au cours de l'enfoncement, une fois dépassé le seuil de plasticité, le sol oppose une résistance  $R_u$  constante, déterminée à partir de l'expression suivante :

$$R_u = F_1^s + F_2^s = 2 \cdot \mu \cdot F^n \quad \text{équation 2-29}$$

En considérant un contact linéaire élastique, et après quelques arrangements, on obtient :

$$R_u = 2 \cdot \mu \cdot U^n \cdot \frac{k_b^n \cdot k_w^n}{k_b^n + k_w^n} \quad \text{équation 2-30}$$

Avec  $k^n$  la raideur normale de chaque élément,  $b$  : ball et  $w$  : wall. La droite d'effort enfoncement au niveau du contact du modèle de (Zhou, 1997) est ainsi celle exposée (cf. figure 2-13.b).

Par ailleurs, pour la modélisation du marteau, deux modèles ont été conçus, selon le mode de battage à simuler (manuel ou automatique). Pour le cas du battage manuel, on utilise un maillet sans recul, dont les caractéristiques ont été exposées précédemment dans le paragraphe II.2.3. Compte-tenu de la non-homogénéité des matériaux composant le marteau, celui-ci a été modélisé par une particule de rayon et masse équivalente (cf. Figure 2-14.a), dont la raideur normale est égale à 1,45E7N/m. En outre, le marteau de la batteuse est modélisé par l'assemblage de six particules de rayon différent (0,015m et 0,045m), Figure 2-14.b. Les micro-paramètres pour chaque particule composant ce marteau ont été obtenus en appliquant les équations précédentes.



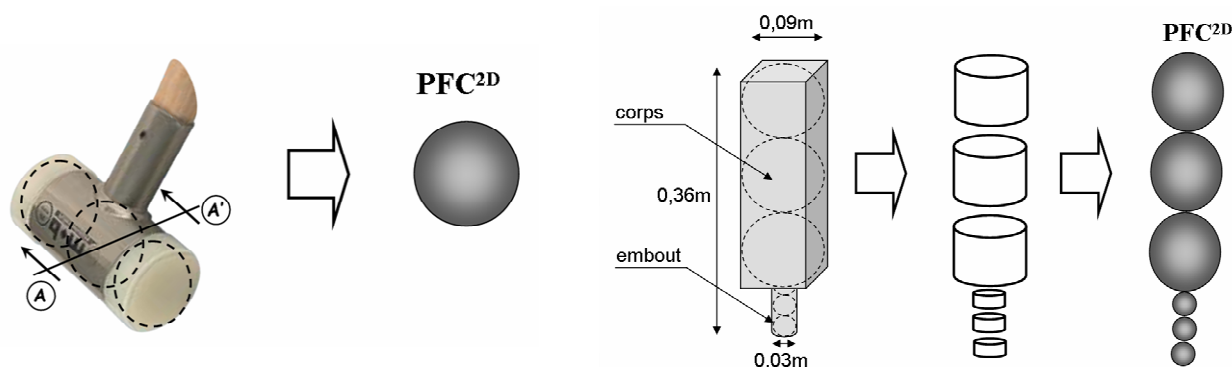


Figure 2-14 (a) modèle marteau manuel, et (b) modèle marteau batteuse.

#### IV.2.2. Validation analytique et expérimentale

La validité du modèle du battage pénétrométrique introduit par **Zhou (1997)** à l'aide du code  $PFC^{2D}$  a été vérifiée par le biais d'études comparatives avec des modèles analytiques simples, des simulations numériques à l'aide de différents logiciels et avec des résultats expérimentaux.

##### a. Etude numérique-analytique

Une modélisation simple du battage d'un pénétromètre est ici exposée (**Gonin, 1996**), dont les caractéristiques principales sont ajoutées (cf. figure 2-15). La contrainte engendrée dans la partie supérieure du train de tiges est calculée d'après les expressions citées au paragraphe III. En outre, des simulations numériques à l'aide du logiciel de battage des pieux **GRLWeap (Pile Dynamics, 2003)** ont été réalisées et le signal de contrainte enregistré. Les signaux calculés et enregistrés sont comparés au résultat issu de la simulation du battage en  $PFC^{2D}$ .

Dans le modèle proposé deux impacts ont lieu. Le premier ( $t=1ms$ ) entraîne une onde de compression qui se propage vers la pointe. Toutefois, la durée du choc (ou le temps de contact entre le marteau et l'enclume) est très courte (un dix-millième de seconde), et le marteau reste muni d'une vitesse résiduelle, et donc un deuxième impact aura lieu ( $t \approx 2,1ms$ ). Celui-ci introduit ainsi une deuxième onde de compression dans le pénétromètre.

Or, sur le graphique 2-2 on compare les signaux calculés à ceux obtenus à partir de simulations numériques. La bonne concordance entre les signaux analytique et numérique  $PFC^{2D}$  est évidente, et les allures des ondes et leurs magnitudes sont très bien couplées. Par ailleurs, le signal obtenu avec **GRLWeap** a une bonne correspondance avec les autres signaux. Néanmoins, il est possible d'apercevoir un décalage en temps de la deuxième onde, ainsi que l'amortissement des pentes des ondes d'impact. Ainsi, la bonne correspondance entre les signaux obtenus à l'aide de la modélisation du battage en  $PFC^{2D}$  et le signal analytique met en évidence la validité du modèle proposé par (**Zhou, 1997**).

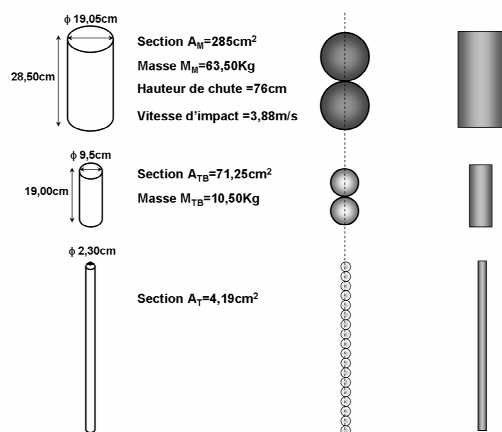
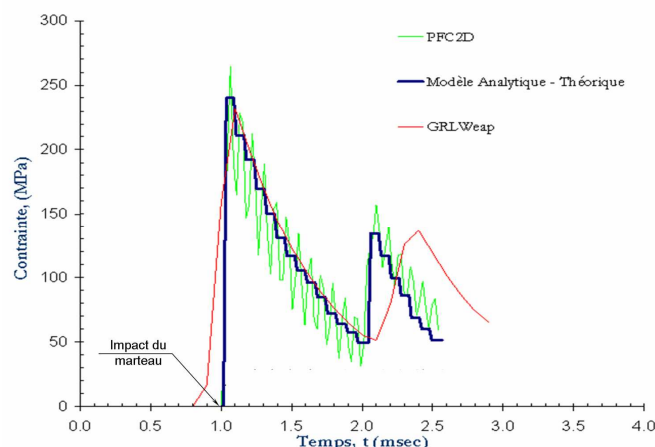


Figure 2-15 Modèle du battage : (a) analytique, (b) modèle en PFC<sup>2D</sup>, et (c) modèle en GRLWeap.



Graphique 2-2 Comparaison analytique-expérimental PFC<sup>2D</sup>-Théorique (Gonin, 1996)-GRLWeap

## b. Etude numérique-expérimentale

Deux expériences en laboratoire ont été réalisées à l'aide des appareillages d'étalonnage présentés dans le paragraphe IV.1.1. L'objectif était de reproduire ces expériences numériquement et de comparer les signaux extensométriques obtenus depuis la tête de battage de chaque modèle, afin de valider et/ou d'ajuster les modèles de battage manuel et automatique dans PFC<sup>2D</sup>. L'utilisation de longueurs de tiges importantes a permis d'éloigner le temps de retour de l'onde réfléchie de la pointe, et donc d'enregistrer intégralement l'onde de compression engendrée par l'impact.

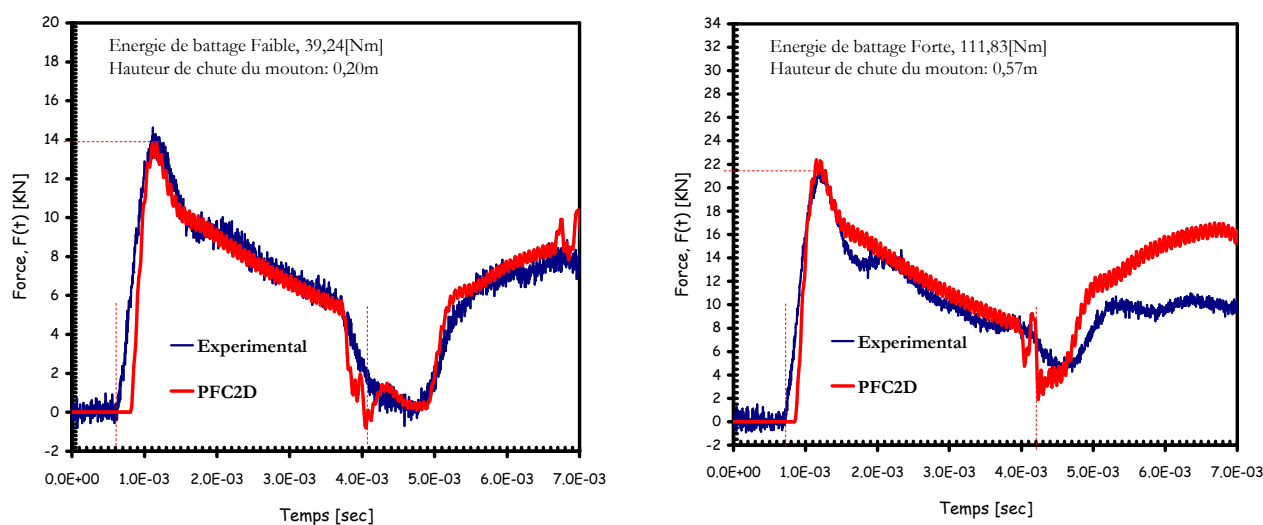
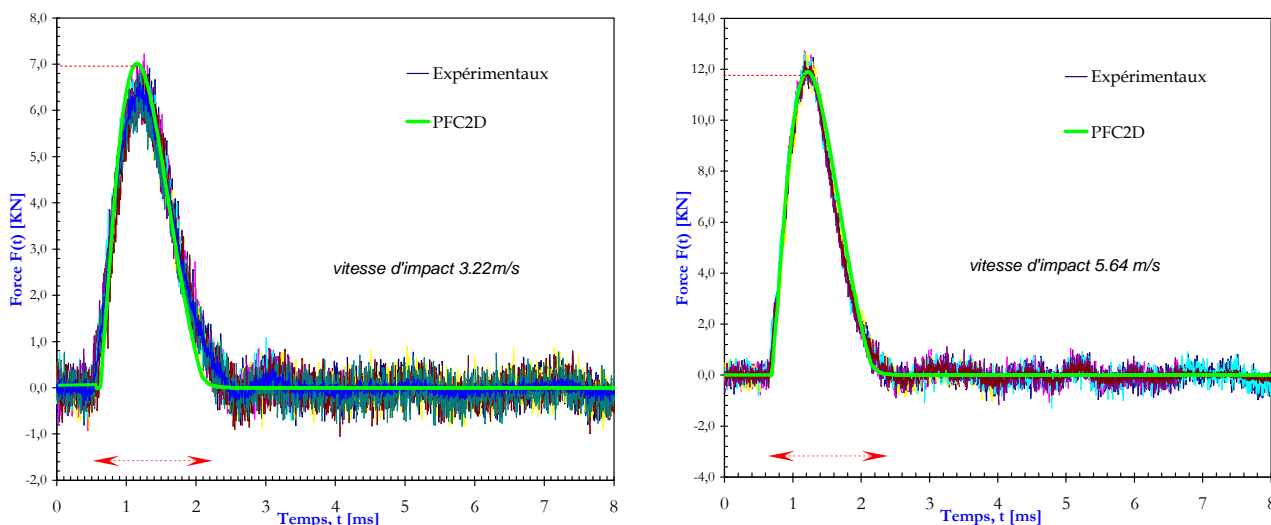
### – Validation du modèle en battage manuel

Le battage a été simulé à l'aide du pendule d'impact. La longueur du train de tiges employée a été de 5,5m. Dans l'expérience, dix séries d'essais ont été réalisées, avec des vitesses d'impact variables dans l'intervalle  $[1,80\text{ms}^{-1}; 5,80\text{ms}^{-1}]$ . Pour chaque série d'essais, dix impacts à même vitesse ont été réalisés, en enregistrant pour chaque coup le signal de déformation mesuré au niveau de la tête de battage. Numériquement, les expériences ont été réalisées dans les mêmes conditions. Une simulation pour chaque vitesse d'impact obtenue en laboratoire a été réalisée, et les signaux extensométriques ont été enregistrés, puis comparés à ceux obtenus expérimentalement (cf. graphique 2-3). La comparaison des signaux extensométriques met en évidence la validité du modèle numérique. En effet, il est possible de remarquer que l'allure des ondes obtenues à l'aide du modèle numérique est très semblable à celle obtenue expérimentalement. En outre, les forces au pic et la durée de l'onde de compression sont presque identiques, l'erreur dans les estimations numériques étant inférieure à 10%.

### – Validation du modèle en battage automatique

Les essais ont été réalisés dans le forage expérimental et la mise en œuvre de l'appareillage est montrée (cf. figure 2-10.b). La longueur du train de tiges employé a été de 7,5m, les efforts dus au frottement latéral étant nuls. Quatre séries d'essais ont été réalisées en faisant varier l'énergie de battage. Chaque série était constituée par dix impacts et donc dix enregistrements extensométriques ont été obtenus à chaque fois. Par ailleurs, le battage a été réalisé sous les mêmes conditions et configuration, en enregistrant, pour chaque impact, les signaux extensométriques à partir de la tête de battage.





Dans le graphique 2-4, on peut observer tout d'abord l'onde de compression engendrée par l'impact du mouton, et ensuite, à l'instant  $t=4ms$ , le retour de l'onde réfléchie depuis la pointe. Celle-ci entraîne un rebond du mouton, donc un deuxième impact et une deuxième onde. En étudiant plus particulièrement l'onde produite par le premier impact du marteau, il est possible de remarquer que son allure reste très semblable à celle obtenue expérimentalement. En outre, les forces au pic, ainsi que la durée de l'onde et le temps de retour de l'onde réfléchie depuis la pointe correspondent bien à celles obtenues expérimentalement.

### IV.2.3. Bilan

Outre la vérification analytique du modèle numérique, la comparaison des signaux extensométriques recueillis au niveau de la tête de battage a mis en évidence le bon couplage entre les résultats numériques et ceux obtenus expérimentalement. En effet, les caractéristiques de l'onde de compression engendrée dans le pénétromètre, pour une même vitesse d'impact, répondent bien à ce qui a été enregistré expérimentalement. Ainsi, les principes de modélisation du battage dynamique à l'aide du code PFC<sup>2D</sup>, proposés par (Zhou, 1997), s'adaptent bien au cas du Panda 2.

De cette façon, l'étude numérique du battage Panda 2 à l'aide de PFC<sup>2D</sup> se révèle un outil très intéressant pour la compréhension des mécanismes de propagation, réflexion et transfert d'ondes dans le pénétromètre, ainsi que pour des études paramétriques et d'étalonnage des mesures. En effet, un des avantages de PFC<sup>2D</sup> (en comparaison avec d'autres logiciels commerciaux pour la simulation de battage des pieux), est qu'on a accès à tout instant aux grandeurs dynamiques pour chacun des éléments constitutifs du modèle (force, accélération, vitesse,...). En outre, un deuxième intérêt apporté par la modélisation du battage en PFC<sup>2D</sup> proposé par (Zhou, 1997), est le fait de pouvoir modéliser le sol comme un ensemble de grains qui interagissent entre eux et le pénétromètre au cours de l'enfoncement.

## IV.3. Mise au point du pénétromètre Panda 2

Etant donné que le sol in-situ est un milieu très hétérogène, l'ingénieur est obligé d'avoir une quantité représentative de sondages pour acquérir une bonne connaissance du terrain. Ainsi l'appareillage choisi doit lui assurer la fiabilité et la répétitivité des résultats. Le mieux est donc d'avoir un appareil exact et précis, permettant aux ingénieurs de se préoccuper d'avantage de la variabilité mécanique du sol que des corrections sur les résultats à cause de l'appareillage. L'idée de développer un pénétromètre dynamique équipé des capteurs de déformations est née du besoin de répondre à ces questions.

Pour valider les résultats obtenus avec le Panda 2 des expériences ont été effectuées pour analyser l'influence de différents paramètres sur la mesure de l'énergie tels que : la longueur des tiges, le type et la masse du marteau, de la vitesse d'impact... La fiabilité des résultats obtenus in-situ a été évaluée par le biais d'essais comparatifs avec le Panda 1 dans une quarantaine de sites en Auvergne.

### IV.3.1. Propagation d'ondes dans le Panda 2

Théoriquement l'impact du marteau engendre une onde de compression se propageant vers la pointe du pénétromètre. En absence de changements d'impédance et d'efforts le long des tiges, l'onde de compression arrive à la pointe au temps  $L/c_t$  après le début de l'impact. A ce moment, une partie de l'onde est utilisée pour déformer le sol et une autre est réfléchi vers le haut, et revient ainsi au point de mesure au temps  $2L/c_t$ . **Schmertmann et Palacios (1979)** ont remarqué que cette onde est, lorsqu'il y a enfoncement, une onde de tension. Cette onde est surnommée cut-off, car elle met fin au contact entre le marteau et le pénétromètre (**Schmertmann et Palacios, 1979 ; Sy et al. 1991**). Pour mettre en évidence ce phénomène dans le cas du Panda 2, des essais avec le pendule d'impact ont été réalisés, en utilisant un train de tiges de 5,25m de longueur. Ainsi, juste après l'impact, les signaux extensométriques ont été enregistrés en trois points le long du pénétromètre (cf. figure 2-16).

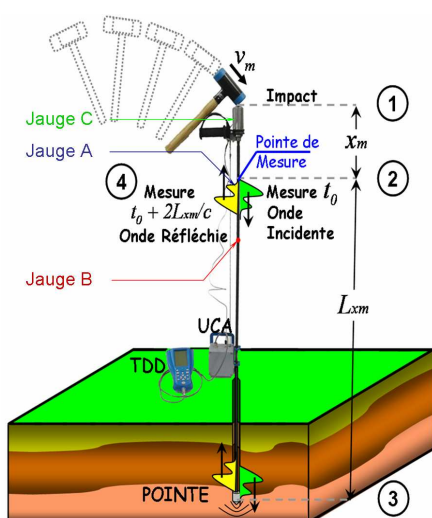
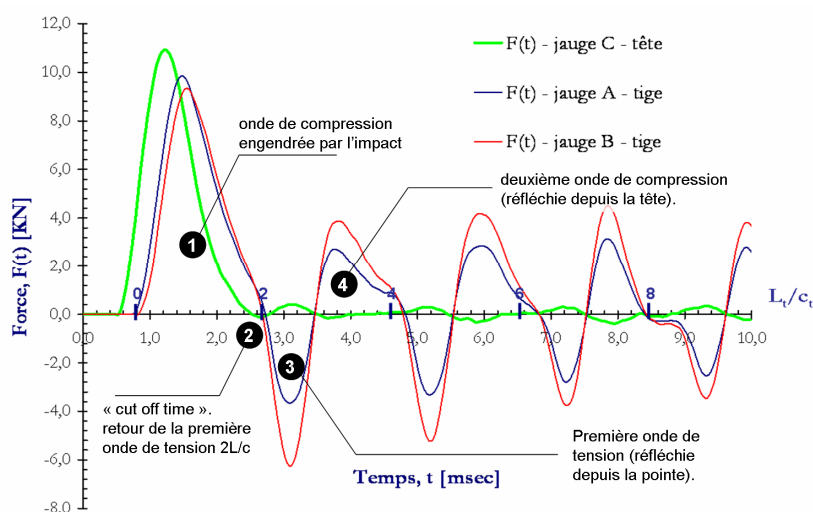


Figure 2-16 . Principe des mesures.



Graphique 2-5 Propagation d'ondes dans le Panda 2.

Sur le graphique 2-5 on peut voir, sur les signaux des jauges A et B, les différents cycles aller-retour de l'onde dans le pénétromètre. Ce cycle correspond bien au temps  $2L/c_t$  pour un cycle aller-retour théorique. L'onde de compression engendrée par l'impact ainsi que les réflexions postérieures sont indiquées sur le graphique.

Toutefois, dans le signal enregistré au niveau de la tête de battage, les ondes de tension n'ont pas grande influence. En effet, dans le pénétromètre Panda, la tête de battage n'est pas vissée au train de tiges, mais elle est juste posée. Ainsi, quand une onde de traction arrive au plan de contact tête/tige, elle est réfléchi presque entièrement, car une telle liaison ne transmet pas ce type d'effort.

#### IV.3.2. Energie transmise – efficacité maximale du battage

Schmertmann a mis en évidence, pour le cas du pénétromètre dynamique SPT, que la valeur du nombre de coup  $N_{SPT}$  est inversement proportionnelle à la quantité d'énergie libérée dans les tiges (*Schmertmann, 1978; Schmertmann et Palacios, 1979*). Ainsi, il est courant de trouver un facteur correctif pour prendre en compte les pertes d'énergie au cours du battage pénétrométrique (*Aggour et al. 2001; Odebrecht et al. 2005*). Certaines normes recommandent la détermination du rapport d'énergie transmise au pénétromètre dite efficacité de battage  $C_E$  (*EN 22476*). Par ailleurs, lors du battage du pénétromètre Panda 2, l'énergie est mesurée au sein de celui-ci, après chaque impact. On mesure ainsi l'énergie vraiment transmise au pénétromètre. Toutefois, on doit revenir à la valeur de l'énergie du marteau juste avant l'impact, car la norme (*XP P 94-105*) spécifie l'utilisation de la formule des Hollandais pour l'interprétation de cet essai. Dans un premier temps (*Goubet, et al. 2002*) ont réalisé une étude analytique, suivant une approche Newtonienne, pour trouver la valeur du coefficient de restitution  $\alpha$  permettant de revenir à l'énergie de battage  $E_b$ . Malgré les résultats obtenus, cette approche n'a pas permis de déterminer la valeur du coefficient d'efficacité de battage  $C_E$ , car ils ont considéré que la quantité d'énergie transmise au train de tiges était indépendante de la longueur des tiges.

Pour ce faire, des essais à l'aide de l'appareillage d'étalonnage ont été réalisés. L'énergie transmise au pénétromètre est déterminée au niveau de la tête de battage et dans le train de tiges ; son calcul a été fait d'après la méthode *EF2* (équation 2-17). La détermination du coefficient d'efficacité de battage  $C_E$  se fait, en connaissant l'énergie de battage  $E_b$ , d'après l'expression suivante :

$$C_E = \frac{EF2}{E_b} \quad \text{équation 2-31}$$

Avec

*EF2* : Energie mesurée au niveau de la tête de battage d'après la méthode *EF2* (équation 2-17).

$E_b$  : Energie de battage.

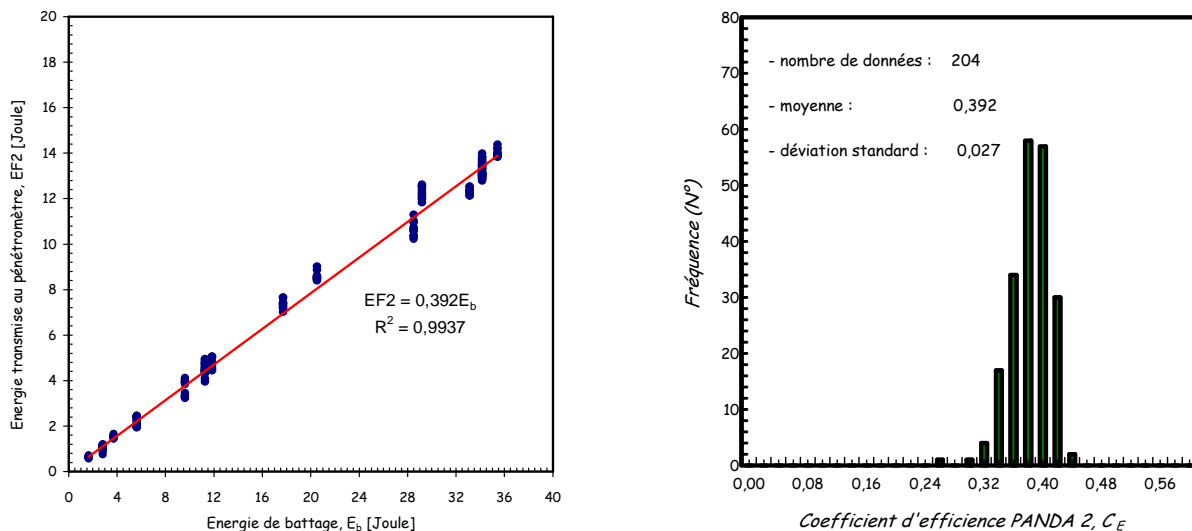
#### a. Efficacité du battage en mode manuel

204 mesures ont été réalisées à l'aide du pendule d'impact. L'énergie de battage a varié entre 2,80J et 35,4J. Dans tous les cas, la longueur du train de tiges employé a été supérieure à 5,0m, ce qui a permis de s'affranchir de l'onde de tension réfléchie depuis la pointe.

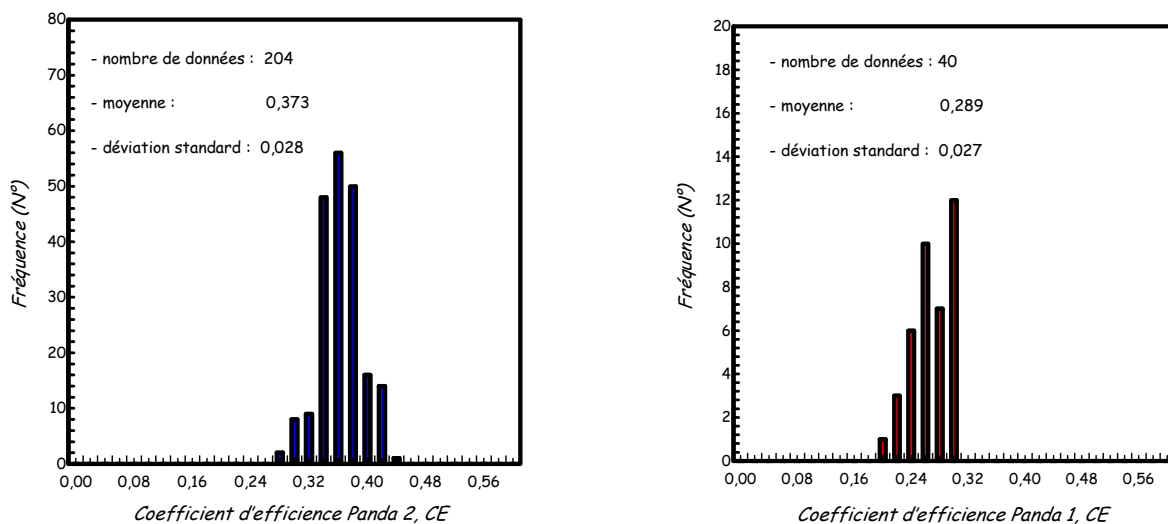
Sur le graphique 2-6 on expose les résultats obtenus à partir des mesures extensométriques réalisées au niveau de la tête de battage, alors que ceux obtenus à partir des mesures effectuées dans le train de tiges sont exposées sur le graphique 2-7.a. La forme de la tête de battage Panda a sans doute une influence sur la quantité d'énergie transmise au train de tiges juste après l'impact. Ainsi des mesures extensométriques dans le train de tiges du Panda 1 ont été réalisées lors du battage ; ces résultats sont exposés dans le graphique 2-7.b.

Les résultats obtenus à partir des mesures réalisées dans la tête de battage montrent qu'environ 40% de l'énergie de battage est transmise au pénétromètre. Bien que cette quantité puisse sembler faible, il faut considérer que dans un système dont le marteau tombe en chute libre, celui-ci heurte le pénétromètre et une série de rebonds le suit. Ainsi, une partie de l'énergie de battage est transmise durant le premier impact, une autre lors du deuxième impact et ainsi successivement. Cependant, lorsque l'on a plusieurs rebonds il est difficile de juger quelle est vraiment l'énergie utile pour l'enfoncement de la pointe. Dans le cas du SPT, *Schmertmann et Palacios (1979)* ont estimé que l'enfoncement a lieu lors des premiers 50ms après l'impact, que celui-ci engendre environ 90% de la déformation totale du sol et que les rebonds successifs n'ont pas beaucoup d'influence. Néanmoins, cette hypothèse est loin d'être prouvée (*Daniel et al. 2005*). Dans le cas du battage manuel Panda 2 nous sommes sûrs qu'il n'existe qu'un seul impact et que l'enfoncement de la pointe est produit par l'énergie libérée au cours de cet impact.

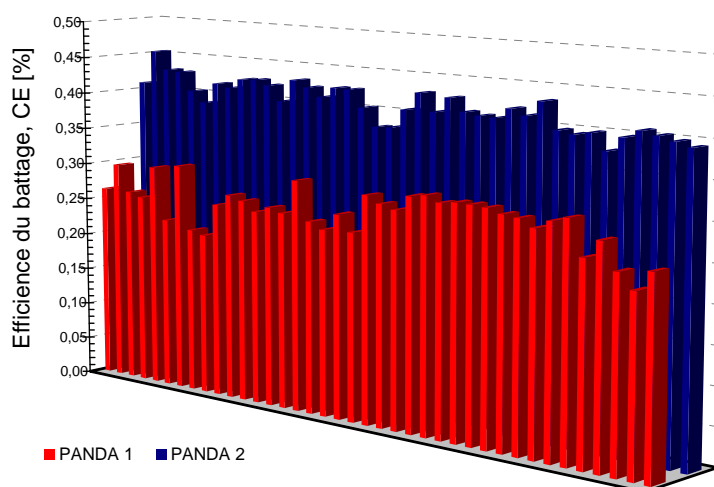
Les résultats obtenus à partir des mesures réalisées dans le train de tiges montrent que l'incorporation d'une tête de battage a un effet négligeable sur la quantité d'énergie transmise (cf. graphique 2.6), comme cela a été indiqué par (*Gonin, 1978, 1979*). En effet, 97% de l'énergie mesurée dans le corps d'épreuve est transmise aux tiges. Par ailleurs, le type de tête de battage a une influence non négligeable. En effet, les résultats obtenus à partir des mesures réalisées lors du battage du Panda 1 montrent qu'environ 30% de l'énergie de battage est transmise au train de tiges, qui représente 10% de moins que avec la tête de battage du Panda 2. Cela est en accord avec les calculs de *Zhou (1997)*, qui a estimé une perte d'énergie au niveau de la tête de battage de l'ordre de 13%. L'auteur a introduit un coefficient de restitution permettant expliquer cette perte d'énergie.



Graphique 2-6 . énergie mesurée dans la tête du Panda 2 et dans le train de tiges.



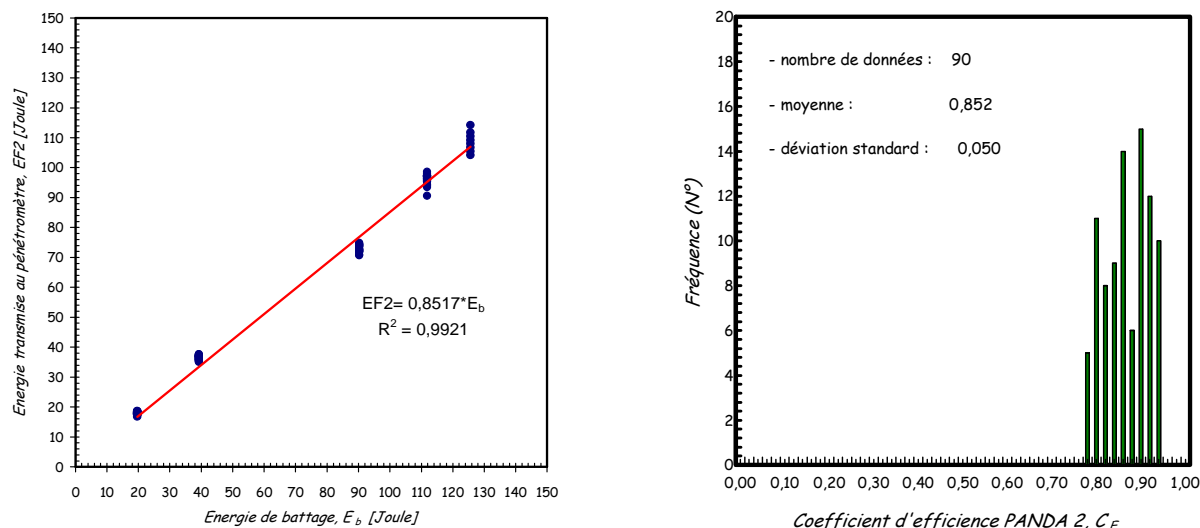
Graphique 2-7 : coefficient d'efficacité - énergie mesurée dans le train de tiges : (a) Panda 2 et (b) Panda 1.



Graphique 2-8 Efficacité en battage manuel : comparatif Panda 1 et Panda 2.

b. Efficienc e du battage en mode automatique

Environ une centaine de mesures extensométriques ont été réalisées lors du battage avec la batteuse. Dans tous les cas, la longueur du train de tiges employé a été supérieure à 7,5m, ce qui a permis de s'affranchir au maximum de l'onde de tension réfléchi e depuis la pointe. En outre, l'énergie de battage  $E_b$  a varié entre 19,8J et 125,6J.



Graphique 2-9 Energie mesurée dans le Panda 2 dans la tête du pénétromètre et dans le train de tiges.  
Coefficient d'efficienc e en battage automatique.

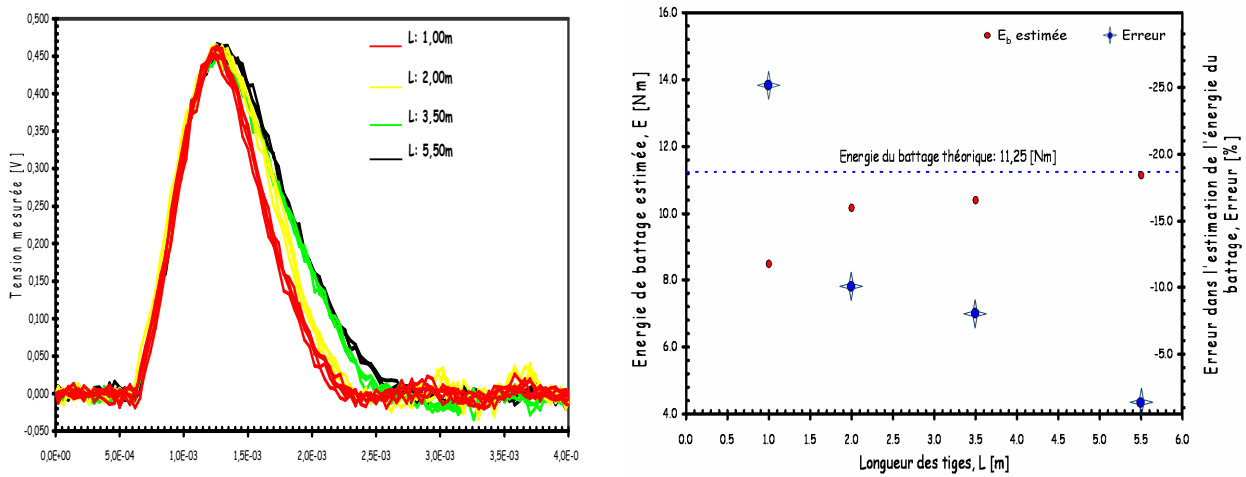
Sur les graphiques on peut remarquer que l'efficienc e moyenne du battage automatique avec le Panda 2 est d'environ 85%, ce qui correspond bien aux valeurs trouvées dans la littérature pour des appareils de battage similaires. En effet, des études réalisées avec le SPT donnent des efficienc es moyennes pour des équipements de battage automatique d'environ 74%, et d'autres références indiquent des valeurs proches de 95% (*Sjoblom et al. 2002*). Toutefois, dans le cas du SPT la dispersion est grande, parce que l'appareillage de battage change souvent de pays en pays. Au contraire, pour le Panda 2 la non existence d'autres systèmes de battage automatique assure la faible dispersion de la quantité d'énergie transmise au pénétromètre, représentée par le coefficient d'efficienc e  $C_E$ .

## IV.3.3. Influence de la longueur de tiges

Lors du battage, on suppose que le marteau et l'enclume restent en contact jusqu'à l'instant où l'onde de tension réfléchi e depuis la pointe est revenue au plan de contact. On suppose également (pour le cas des pénétromètres où le marteau tombe en chute libre) que l'énergie apportée par les rebonds successifs du marteau ne contribue pas à l'enfoncement de la pointe (*Schmertmann et Palacios, 1979*). Selon ces assertions, l'énergie est transmise, du marteau aux tiges, durant l'intervalle de temps  $[t_o; t_o + 2L/c]$ ,  $t_o$  étant le temps du début de l'impact. Ainsi, plus long est le train de tige, plus long est le temps de transmission de l'énergie du premier impact.

Pour le pénétromètre SPT, les effets de la longueur du train de tiges sur la quantité d'énergie transmise au pénétromètre ont été étudiés à partir des années 70 (*Schmertmann et Palacios, 1979* ; *Kovacs et Salomone, 1982* ; *Seed et al. 1985* ; *Skempton, 1986* ; *Morgano et Liang, 1992* ; *Daniel et al. 2005*). En effet, comme il a été indiqué précédemment, *Schmertmann et Palacios (1979)* ont montré que la valeur

du nombre de coup  $N_{SPT}$  est inversement proportionnelle à la quantité d'énergie transmise aux tiges. Ainsi, actuellement on doit corriger la valeur du  $N_{SPT}$  lorsqu'on utilise des tiges courtes ( $< 10\text{m}$ ). Toutefois, dans notre cas la problématique est autre. Bien qu'avec le Panda 2 on mesure l'énergie transmise  $EF2$  au pénétromètre on doit revenir à la valeur de l'énergie de battage  $E_b$ . Pour ce faire, comme cela a été indiqué, **Goubet et al. (2002)** ont introduit dans un premier temps une constante  $\alpha$ , tel que  $E_b = \alpha EF2$ . Cependant, des essais de battage en laboratoire ont mis en évidence que, pour une même énergie de battage, une variation de la valeur  $EF2$  a lieu lorsque la longueur des tiges est augmentée (cf. graphique 2-10.a). Ainsi,  $\alpha$  étant une constante, des erreurs sont introduites sur l'estimation de la valeur de  $E_b$  lorsque la longueur de tiges est augmentée et donc sur la valeur de la résistance de pointe  $qd$  calculée (cf. graphique 2-10.b).



Graphique 2-10 Influence de la longueur des tiges sur la mesure : (a) signaux enregistrés par le Panda 2 sous la même énergie de battage et longueur des tiges variable, et (b) estimations et erreurs sur l'énergie de battage.

Une étude numérique-expérimentale a été menée pour déterminer un coefficient correctif  $FC_R(L)$ , en fonction de la longueur des tiges, permettant ainsi d'améliorer l'estimation sur la valeur de  $E_b$ . Pour ce faire, on a adopté la démarche proposée par **Schmertmann et Palacios (1979)**, où la valeur de  $FC_R(L)$  est déterminée en fonction de l'efficacité maximale  $C_E$  du battage.

$$FC_R(L) = \frac{C_{E(L)}}{C_E} = \frac{EF2_{(L)}}{EF2_{max_{L \rightarrow \infty}}} \quad \text{équation 2-32}$$

$EF2_{max}$  étant l'énergie transmise au pénétromètre lorsque la longueur de tiges tend vers l'infini,  $C_{E(L)}$  est l'efficacité du battage en fonction de la longueur des tiges,  $EF2_{(L)}$  étant l'énergie transmise au pénétromètre en fonction de la longueur des tiges.

#### a. Etude en mode battage manuel

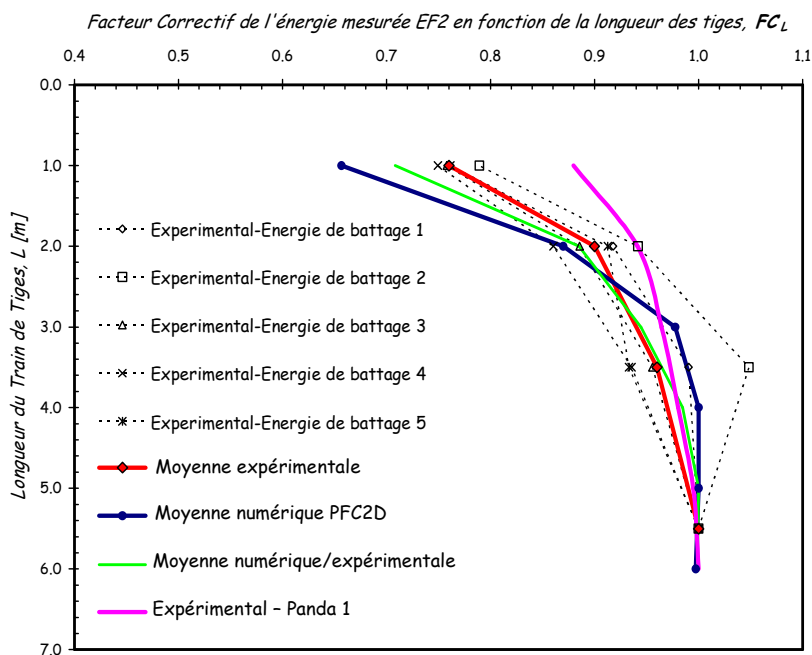
Expérimentalement, une série d'essais a été réalisée à l'aide du pendule d'impact. La longueur des tiges a varié entre 1m et 5,5m, et le battage a été simulé sous cinq énergies différentes (cf. tableau 2-1). En outre, ces mêmes expériences ont été simulées numériquement à l'aide du modèle de battage PFC<sup>2D</sup> et les résultats superposés à ceux obtenus expérimentalement (cf. graphique 2-11).

(a) Expérience	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]
Longueur de tiges, $L_t$ [m]	1,0	2,0	3,50	5,50	----
Energie du Battage, E [Nm]	1,65	2,81	5,63	9,61	11,25

(b) Numérique PFC <sup>2D</sup>	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
Longueur de tiges, $L_t$ [m]	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0
Energie de Battage, E [Nm]	2,40	3,50	6,20	11,20	53,40	195,5

Tableau 2-1 Résumé des valeurs (a) expérimentales et (b) numériques



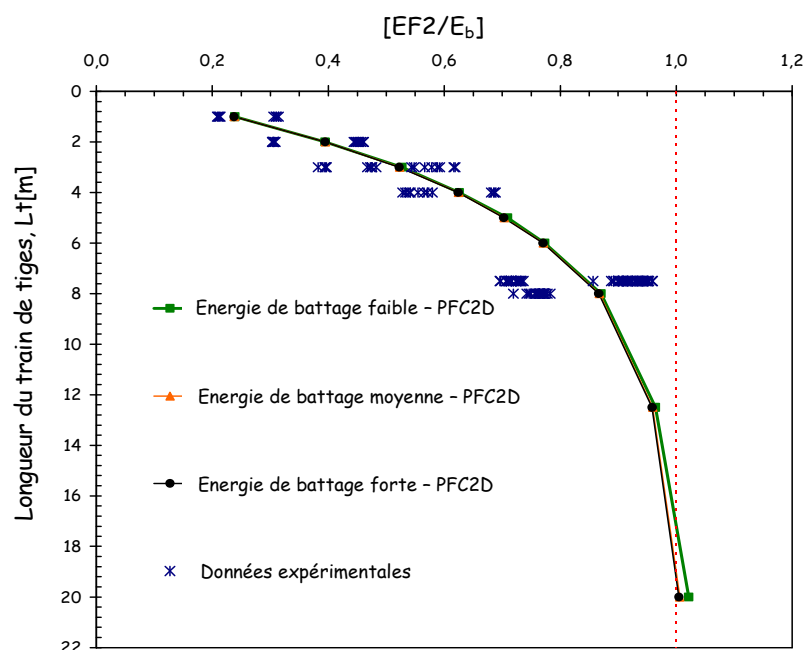
Graphique 2-11 Influence de la longueur des tiges sur la quantité d'énergie transmise au cours du battage manuel.

Les résultats montrent que la quantité d'énergie transmise  $EF2$  au pénétromètre, ainsi que le coefficient correctif  $FC_R(L)$  augmentent lorsque la longueur de tiges  $L_t$  augmente aussi (cf. graphique 2-11). On remarque que l'efficacité maximale en battage manuel est attendue pour des longueurs supérieures à 5m. Compte-tenu du coefficient correctif  $FC_R(L)$ , il est possible d'améliorer les estimations de l'énergie de battage à partir de la mesure de  $EF2$  réalisée avec le Panda 2.

#### b. Etude en mode battage automatique

Du fait des caractéristiques de l'onde engendrée par l'impact du marteau de la batteuse, l'étude expérimentale s'avère un travail difficile à mener (principalement à cause du frottement latéral). En effet, la durée du choc de l'onde est supérieure à 6ms (cf. graphique 2-1), ce qui demande d'avoir une longueur de tiges supérieure à 15m si l'on veut enregistrer un cycle aller-retour sans chevauchement des ondes incidente et réfléchie. Ainsi, des essais sur site naturel ont été menés jusqu'à 4m de profondeur, car au-delà, le frottement latéral est non négligeable. En outre, certaines mesures ont été réalisées dans le forage d'étalonnage, permettant ainsi de tester des longueurs de 7,5m et 8m. Pour des longueurs supérieures, l'étude numérique a pris tout son intérêt, car les résultats issus de cette approche ont permis de compléter les données et d'étudier le phénomène pour des longueurs supérieures à 8m.





Graphique 2-12 Influence de la longueur des tiges sur la quantité d'énergie transmise (battage automatique).

Les résultats numériques obtenus à partir des simulations du battage à l'aide de *PFC<sup>2D</sup>* sont bien couplés avec ceux obtenus expérimentalement (cf. graphique 2-12). On remarque ainsi, tout comme pour le cas du battage manuel, une augmentation de l'efficacité du battage, ainsi que du coefficient correctif  $FC_R(L)$ , lorsque la longueur de tiges augmente. Néanmoins, l'efficacité maximale est ici attendue pour des longueurs de tiges assez importantes ( $> 15\text{m}$ ). En outre, il est possible de voir la faible valeur de l'efficacité pour les premiers mètres. Ceci est dû au rapide retour de l'onde de tension (*cut off*), sur le plan de contact entraînant ainsi la fin du premier choc. Les expériences menées par différents auteurs ont mis en évidence le même phénomène pour le cas du SPT (Fairhurst, 1961 ; **Schmertmann et Palacios, 1979** ; **Yokel, 1982** ; **Morgano et Liang, 1992** ; **Sy et Campanella, 1993** ; **Cavalcante, 2002**), et un récapitulatif de ces études a été fait par **Daniel et al. (2005)**.

#### IV.3.4. Influence du type de marteau et de la vitesse d'impact

D'après l'équation 2-6, les caractéristiques de l'onde de compression et donc la quantité d'énergie transmise au pénétromètre dépendent de la géométrie et des caractéristiques mécaniques du marteau, ainsi que de la géométrie et des caractéristiques mécaniques de la tête de battage. Si la tête de battage est bien définie en termes de géométrie et du matériau la composant, la variation des caractéristiques du marteau peut augmenter ou réduire la quantité d'énergie transmise au pénétromètre pendant l'impact, et donc augmenter la puissance de pénétration.

Ainsi on a étudié par une approche numérique et expérimentale, les effets du type de marteau, de sa masse et de la vitesse d'impact, sur les caractéristiques de l'onde de compression engendrée lors du battage Panda 2. Une relation simple entre la force au pic de l'onde de compression et la vitesse d'impact du marteau est ici proposée. Ces études ont été seulement réalisées dans le cas du battage manuel.

a. Sur l'influence du type de marteau

Une modification des marteaux de battage a été envisagée. Le but était d'augmenter leur durée de vie, d'en améliorer l'ergonomie et augmenter la puissance de pénétration. Néanmoins, un changement de marteau peut entraîner une modification de la quantité d'énergie  $EF2$  transmise et donc des variations sur la répétitivité et la fiabilité des résultats obtenus sur le terrain. En effet, des études expérimentales ont mis en évidence la divergence des résultats obtenus avec le Panda 2 lorsqu'on a utilisé un autre marteau (Choupin, 2006).

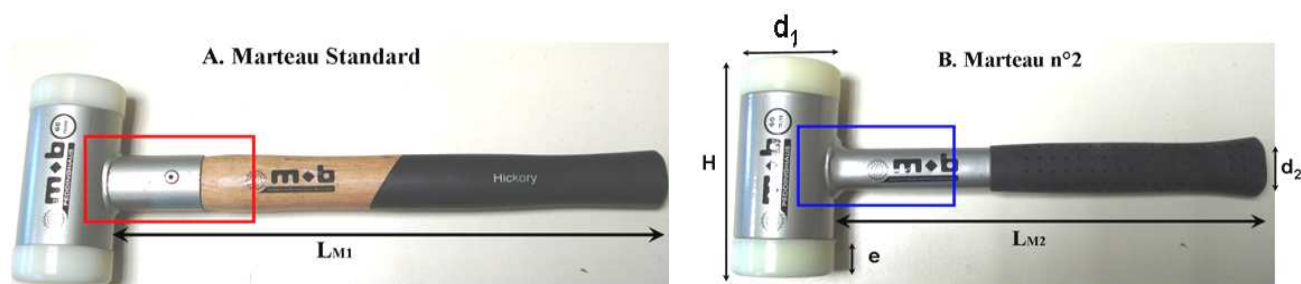


Figure 2-17 Influence du type de marteau battage manuel du Panda 2, marteau : (a) standard, et (b) type 2.

Caractéristiques	Marteau Standard	Marteau N°2
masse, $M$ [Kg]	1,69	1,76
diamètre, $d_1$ [cm]	6	6
diamètre, $d_2$ [cm]	3,6	2,2
hauteur, $h$ [cm]	13,4	13,4
longueur, $L$ [cm]	41	33
épaisseur embout, $e$ [cm]	2,1	2,1
Composant embout	HIPS	HIPS

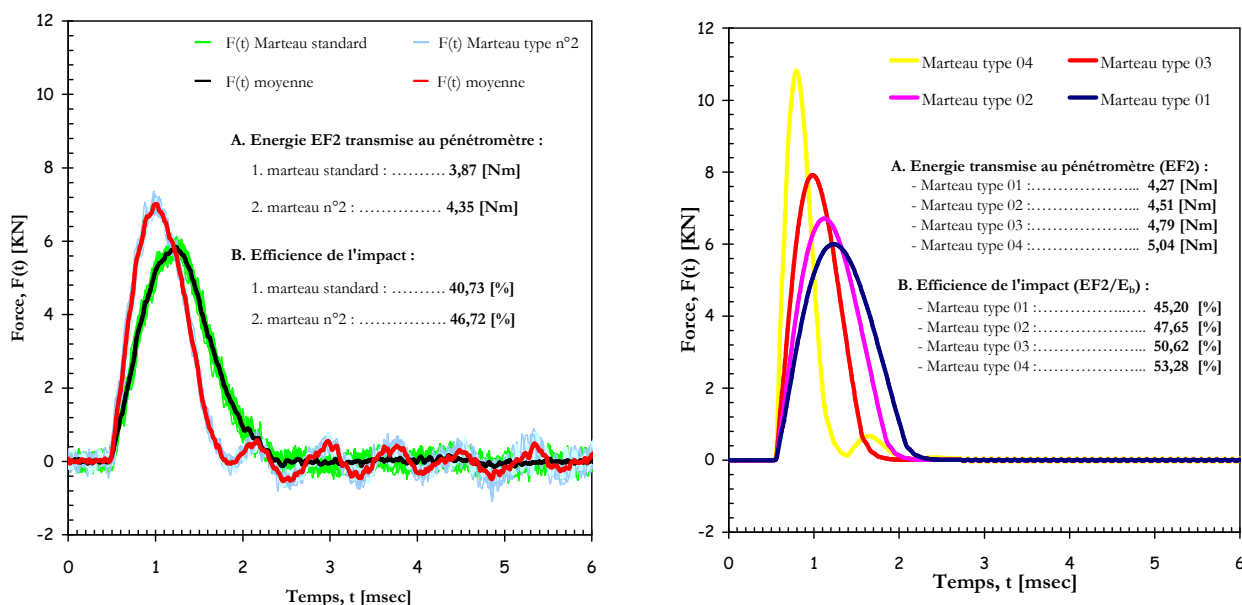
Tableau 2-2 Résumé des valeurs des expériences.

Marteaux	Masse $M$ [Kg]	Raideur normale $k^n$ [Pa/m]	Vitesse d'impact $v_m$ [m/s]	Energie du battage $E_b$ [Nm]
Type 01	1,726	8,0e6	3,31	9,46
Type 02	1,726	1,1e7	3,31	9,46
Type 03	1,726	1,8e7	3,31	9,46
Type 04	1,726	5,0e7	3,31	9,46

Tableau 2-3 Résumé des valeurs des simulations numériques.

Pour une étude plus détaillée sur l'influence du type de marteau, une série d'essais expérimentaux a été réalisée. Deux types de marteaux ont été testés à l'aide du pendule d'impact (cf. figure 2-17), dont les caractéristiques sont réunies (cf. tableau 2-2). Bien que ces marteaux semblent identiques, dans le marteau standard, le manchon en bois est fixé par l'intermédiaire d'un rivet, alors que pour le marteau type 2 le manchon est soudé en faisant du marteau un système monobloc. Les simulations du battage ont été réalisées pour les deux marteaux à la même énergie de battage (9,5J). La longueur de tiges utilisée (5,25m) était suffisamment longue pour enregistrer l'onde de compression engendrée par l'impact sans le chevauchement de l'onde réfléchie depuis la pointe.

Numériquement, les simulations à l'aide de PFC<sup>2D</sup> ont été réalisées en faisant varier les propriétés mécaniques du marteau (notamment la raideur normale). Toutefois, la masse et la géométrie sont restées constantes (cf. tableau 2-2). Cette variation a pour but de représenter l'utilisation de marteaux de plus en plus rigides. En outre, on a utilisé la même énergie de battage et une longueur de tiges de 5,25m. Dans les deux cas, on a étudié les signaux extensométriques enregistrés à partir des jauges de déformation collées au niveau de la tête de battage (cf. graphique 2-13).



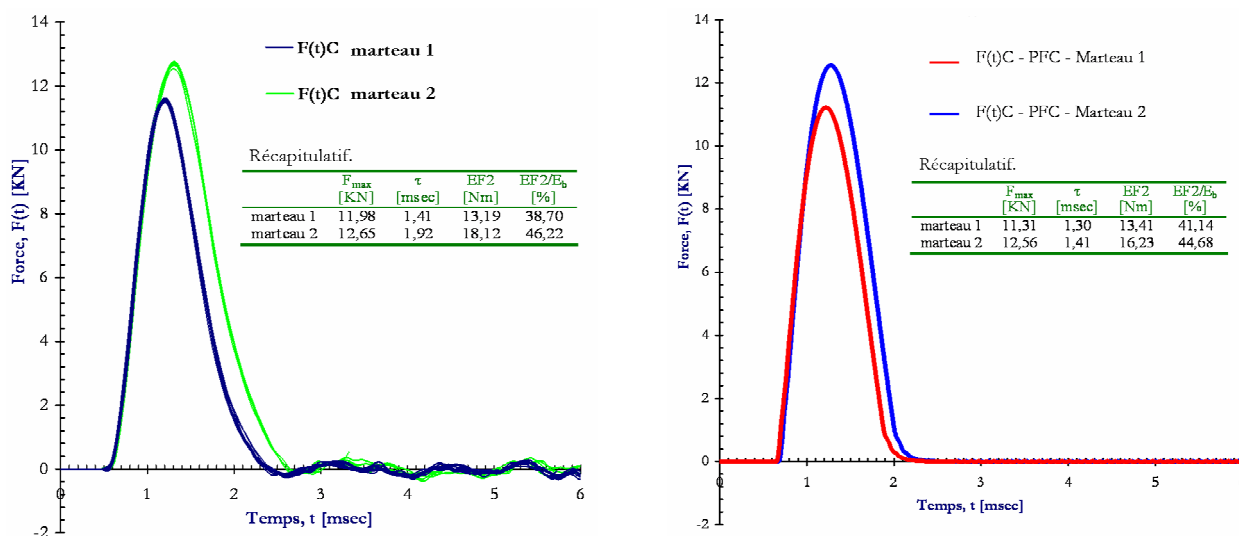
Graphique 2-13 Influence du type de marteau : (a) résultats expérimentaux, et (b) résultats numériques.

D'après les enregistrements obtenus, il est possible de remarquer que l'onde de compression engendrée par l'impact change selon le type de marteau employé au cours du battage (cf. graphique 2-13). Expérimentalement, l'onde engendrée avec le marteau de type 2 possède un pic de force  $F_{max}$  supérieur à celui de l'onde engendrée avec le marteau standard. De même, la quantité d'énergie transmise au pénétromètre avec le marteau de type 2 est supérieure à celle transmise avec le marteau standard. Toutefois, la durée du choc de l'onde  $\tau$  obtenue avec le marteau type 2 est inférieure à celle obtenue avec le marteau standard. Ces remarques sont également visibles sur les enregistrements numériques (cf. graphique 2-13.b).

On remarque ainsi que, lorsqu'on utilise des marteaux de plus en plus rigides on accélère le transfert d'énergie au pénétromètre (liée à la réduction de la durée du choc  $\tau$  de l'onde et à l'augmentation de la pente de remontée à la valeur  $F_{max}$  de l'onde engendrée) et que la quantité d'énergie transmise au pénétromètre lors de l'impact est augmentée. Ainsi, la variation du type de marteau employé au cours des auscultations réalisées avec le Panda 2 peut engendrer des variations sur les valeurs de  $q_d$  obtenues si les remarques précédentes ne sont pas considérées.

b. Sur l'influence de la masse du marteau

La variation de la masse du marteau a sans doute une influence sur les caractéristiques de l'onde de compression entraînée juste après l'impact dans le pénétromètre, aussi bien que sur la quantité d'énergie transmise à celui-ci. Ceci peut être déduit en effet de l'équation 2-6. Ainsi, on a étudié cette influence par l'intermédiaire d'essais expérimentaux, complétés par des simulations numériques. On a simulé le battage en utilisant deux marteaux de masse différente, dont les caractéristiques sont décrites dans le tableau 2-4. La masse du marteau 2 représente environ 113% de la masse du marteau 1. En outre, pour chaque impact, les signaux mesurés au niveau de la tête de battage ont été enregistrés (cf. Graphique 2-14.a). Dans ces deux approches on a utilisé une longueur de tiges supérieure à 5,5m.



Graphique 2-14 Influence de la masse du marteau : (a) résultats expérimentaux et (b) résultats numériques.

L'augmentation de la masse du marteau utilisé lors du battage manuel du Panda 2 entraîne une augmentation de l'ordre de 6% dans la valeur  $F_{max}$  de l'onde engendrée par l'impact. En outre, une augmentation de la durée du choc  $\tau$  d'environ 22,5% est aussi remarquable (cf. graphique 2-14). Ces variations entraînent ainsi un accroissement de la quantité d'énergie transmise au pénétromètre juste après l'impact lorsque la masse du marteau augmente.

Expérimental	Masse	Vitesse d'impact	Energie du battage	
<i>id</i>	M [Kg]	v <sub>m</sub> [m/s]	E <sub>m</sub> [Nm]	
Marteau 1	1,96	5,65	34,15	
Marteau 2	2,21	5,72	39,20	
Numérique	Masse	Raideur normale	Vitesse d'impact	Energie du battage
<i>id</i>	M [Kg]	kn [Pa/m]	v <sub>m</sub> [m/s]	E <sub>m</sub> [Nm]
Marteau 1	1,96	8,0E06	5,66	32,21
Marteau 2	2,21	8,0E06	5,74	36,32

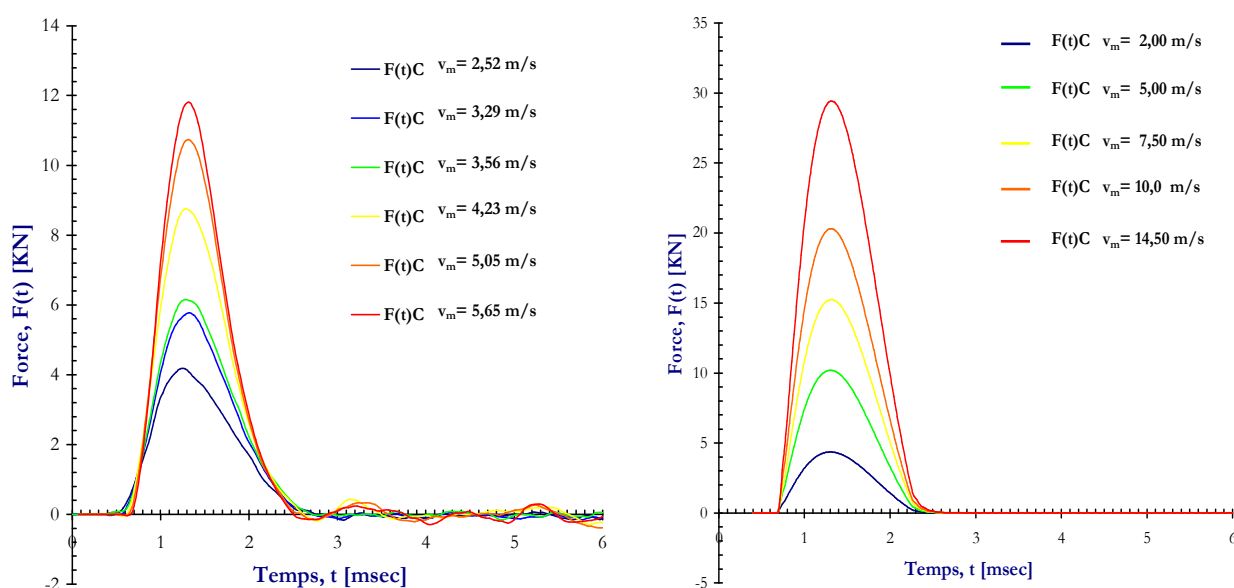
Tableau 2-4 Résumé des valeurs des expériences.

c. Sur l'influence de la vitesse d'impact du marteau

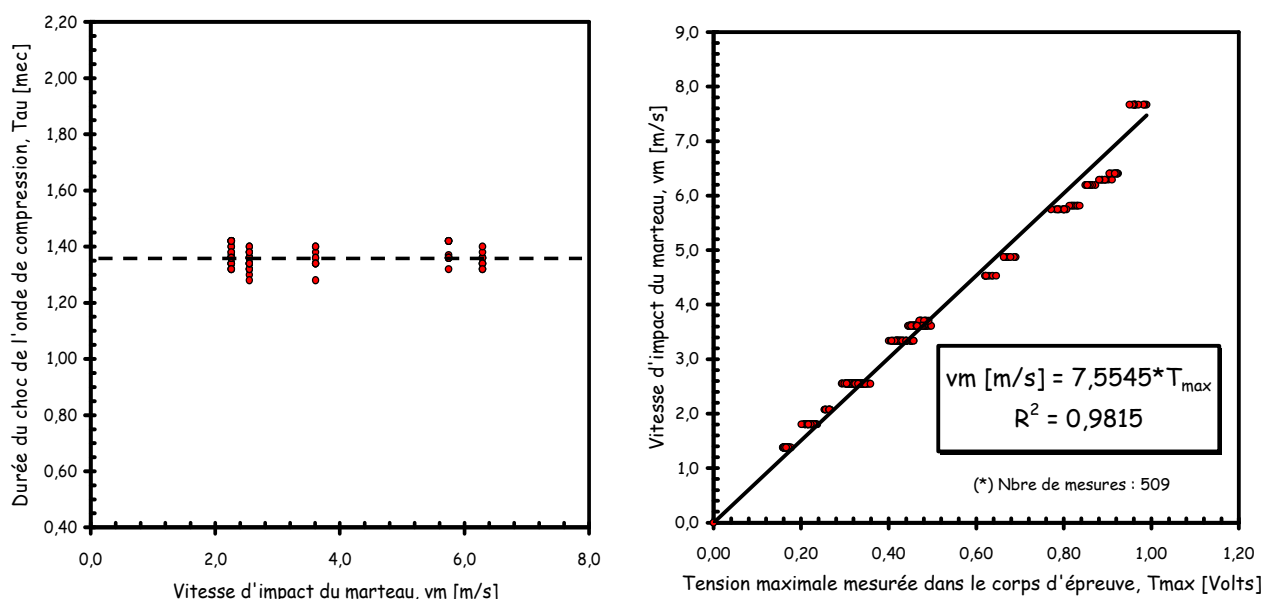
On remarque l'existence d'une proportionnalité entre la vitesse d'impact  $v_m$  du marteau et la valeur  $F_{max}$  de l'onde de compression entraînée dans le pénétromètre par le choc (fonction du rapport d'impédance  $\alpha$  entre le marteau et la tête de battage, cf. équation 2-5). **Fischer (1959)** a mis en évidence expérimentalement cette relation, de type linéaire, pour le cas du pénétromètre SPT (cité par **Cavalcante, 2002**). Ainsi, il nous a semblé intéressant d'établir cette relation pour le Panda 2, soit en mode de battage manuel soit en battage automatique. En effet, en supposant qu'on utilise toujours le même marteau, la connaissance de la valeur  $F_{max}$  permet de revenir à la vitesse d'impact du marteau  $v_m$ , et donc de recalculer l'énergie de battage  $E_b$ . Pour ce faire, des essais expérimentaux ont été réalisés, et les résultats ont été complétés par ceux obtenus à l'aide des simulations numériques.

– Etude en mode battage manuel

En laboratoire, le battage du pénétromètre a été simulé pour une plage de vitesses comprises entre 1,5m/s et 6,0m/s, obtenues à partir de la variation de l'angle de chute  $\theta$  du pendule. Dix impacts ont été contrôlés à l'aide des jauges installées dans la tête de battage du Panda 2 ; la moyenne de la force obtenue pour chaque vitesse d'impact est présentée ici (cf. graphique 2-15.a). Par ailleurs, le battage numérique a été simulé pour des vitesses d'impact comprises entre 2m/s et 15m/s, permettant ainsi d'élargir la palette de résultats obtenus expérimentalement (cf. graphique 2-15.b). Lors des essais, on a testé des longueurs de tiges comprises entre 1m et 5,5m. Les résultats montrent que l'accroissement de la vitesse d'impact  $v_m$  entraîne une augmentation sur la valeur  $F_{max}$  de l'onde de compression mesurée au niveau de la tête de battage. Néanmoins, la durée du choc  $\tau$  de l'onde reste indépendante des variations de  $v_m$  (cf. graphique 2-16.a). Il existe ainsi une relation linéaire entre la vitesse  $v_m$  d'impact du marteau et la valeur pic  $F_{max}$  de l'onde de compression engendrée dans le pénétromètre juste après le choc lors du battage manuel (cf. graphique 2-16.b).



Graphique 2-15 Influence de la vitesse d'impact du marteau, cas du battage manuel. Résultats : (a) expérimentaux et (b) numériques.



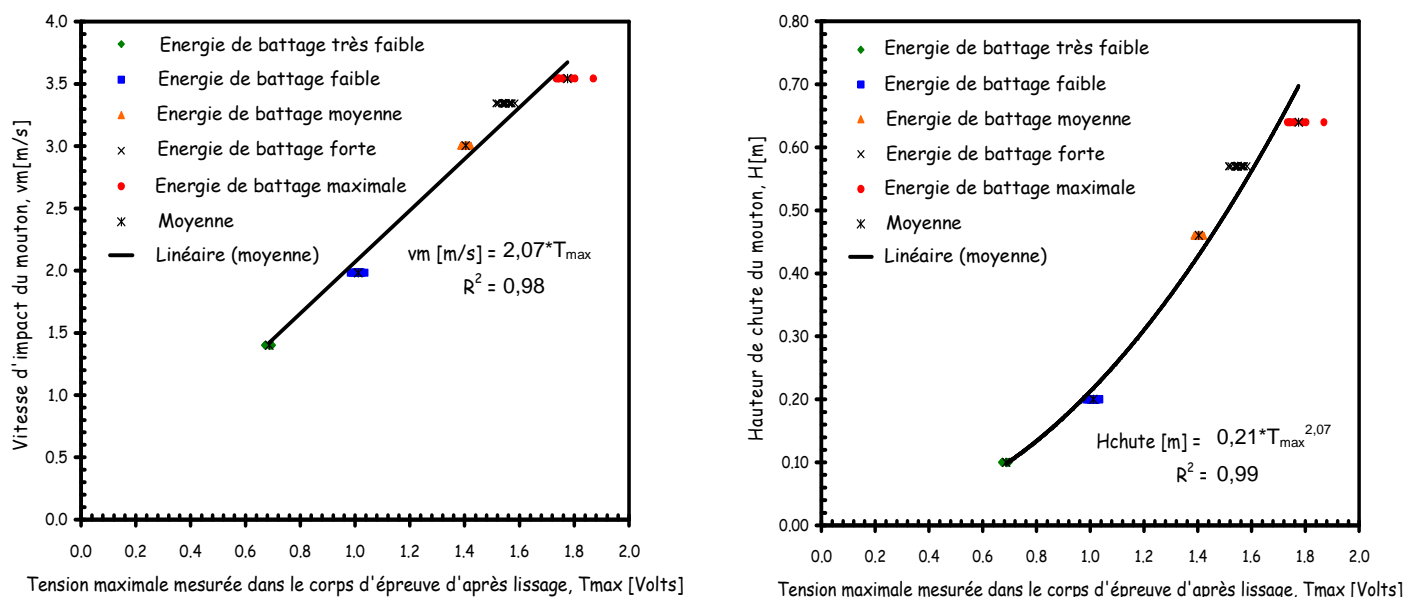
Graphique 2-16 (a) relation entre la vitesse d'impact du marteau et la durée du choc de l'onde ; et (b) relation entre la tension électrique maximale de l'onde de compression et la vitesse d'impact du marteau.

On propose ainsi une relation entre la valeur de force  $F_{max}$  de l'onde de compression engendrée par l'impact dans le Panda 2 et l'énergie de battage  $E_b$  (cf. graphique 2-18.a). Pour cela, on a supposé le marteau en chute libre, l'énergie au moment de l'impact correspondant à son énergie cinétique,  $E_b = 0,5Mv_m^2$ . Cette relation reste valable pour le marteau de battage standard et lorsqu'on utilise des longueurs de tiges supérieures à 1,0m. Toutefois, en utilisant des longueurs de tiges inférieures à 1,0m, l'onde de compression risque d'être perturbée par l'onde de tension réfléchie depuis la pointe et par conséquent les résultats risquent d'être faussés.

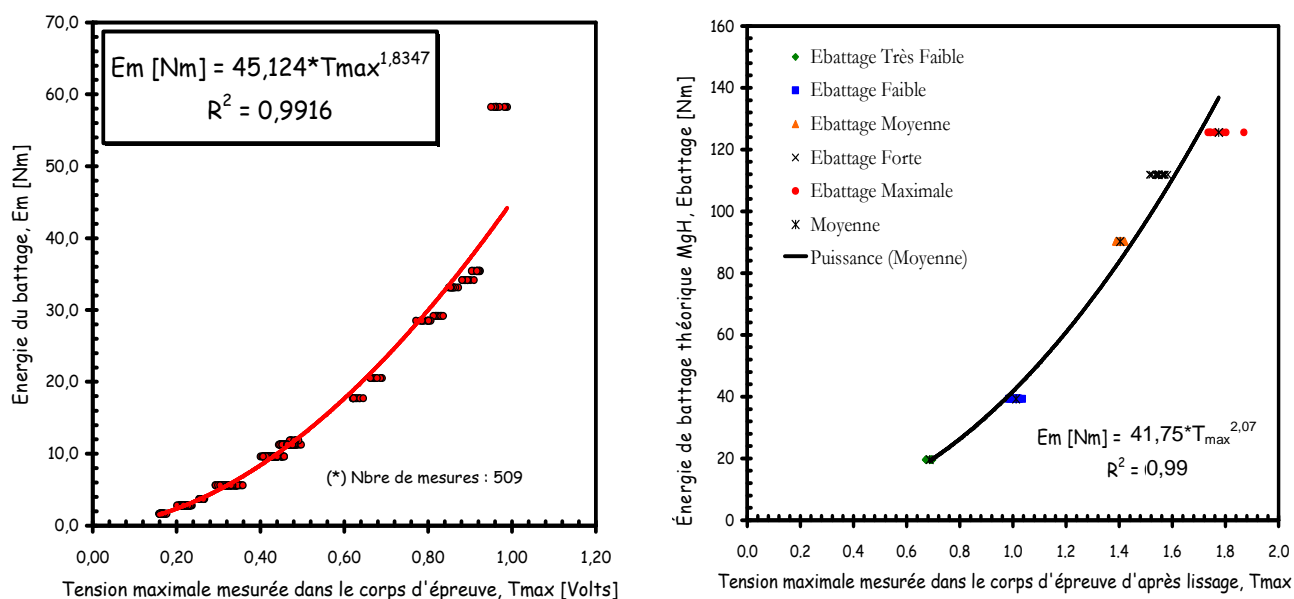
#### – Etude en mode battage automatique

Pour l'étude du battage automatique, vingt mesures extensométriques depuis la tête de battage ont été réalisées. Lors des expériences, différentes énergies de battage ont été employées et donc différentes vitesses d'impact ont été contrôlées [1,4m/s à 3,5m/s]. Le pénétromètre, installé dans le forage d'étalonnage, a été muni d'un train de tiges de 8m de longueur. En outre, les résultats obtenus à partir de l'analyse des signaux expérimentaux ont été complétés par ceux issus des simulations numériques.

Les résultats obtenus à partir des signaux enregistrés et calculés lors du battage automatique mettent en évidence la bonne correspondance entre la valeur de la force au pic  $F_{max}$  de l'onde de compression et la vitesse d'impact du marteau  $v_m$  (cf. graphique 2-17.a). Le marteau étant lâché en chute libre depuis une hauteur  $H_m$ , la relation  $F_{max}$ - $H_m$  peut être également obtenue (cf. graphique 2-17.b). Une relation entre la valeur de force  $F_{max}$  de l'onde de compression et l'énergie de battage  $E_b$  est proposée pour le cas du battage automatique du Panda 2 (cf. graphique 2-18.b).



Graphique 2-17 Résultats expérimentaux, cas du battage automatique. Relation entre la tension électrique maximale de l'onde de compression et : (a) la vitesse d'impact du mouton et (b) la hauteur de chute du mouton.

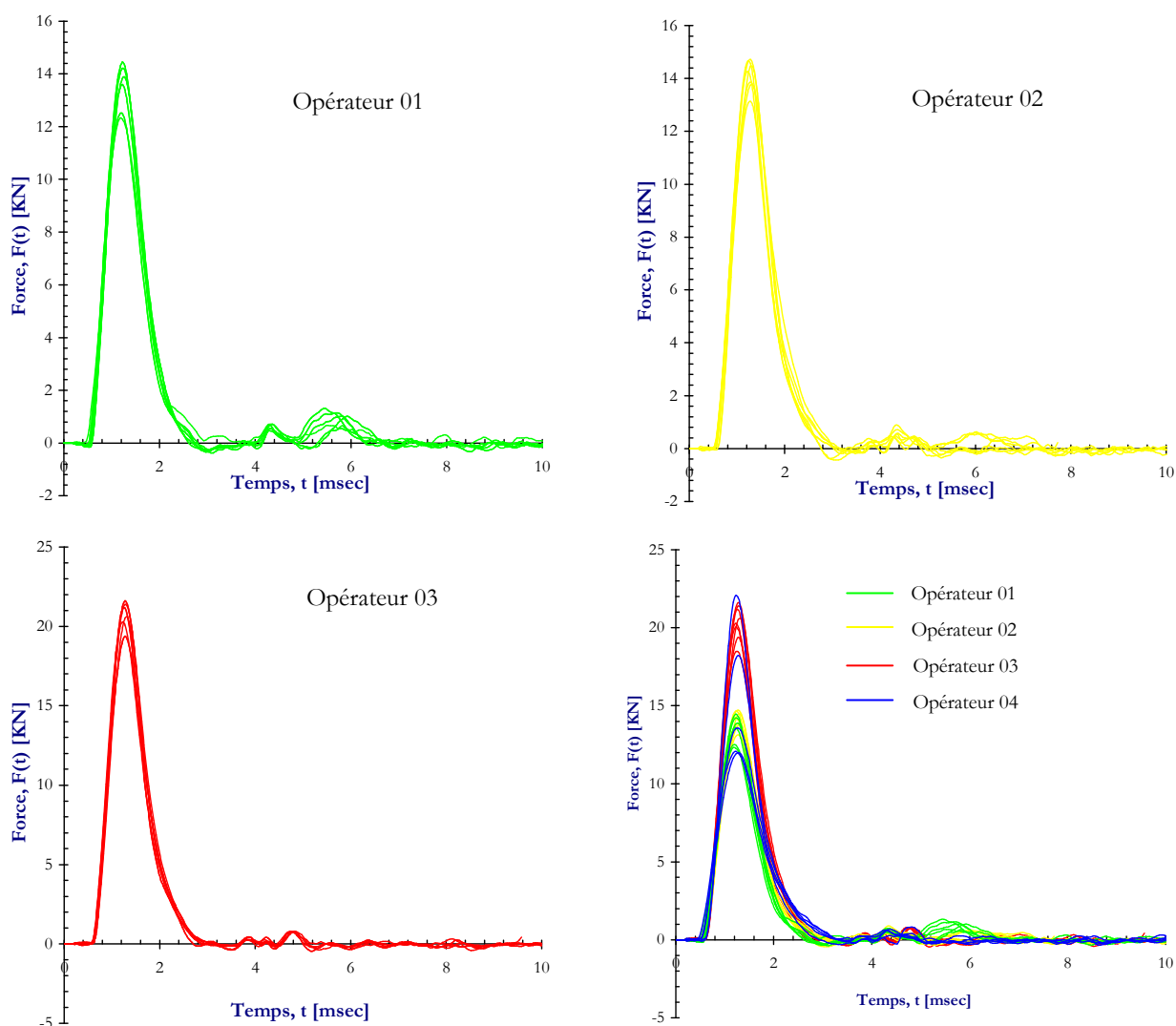


Graphique 2-18 Résultats expérimentaux. Relation entre la tension électrique maximale de l'onde de compression mesurée dans le corps d'éprouve du Panda 2 et l'énergie de battage : (a) cas du battage manuel et (b) cas du battage automatique à l'aide de la batteuse.

#### IV.3.5. Influence de l'opérateur

Dans l'objectif de comprendre l'influence de l'opérateur sur les caractéristiques de l'onde de compression mesurées par les jauges de déformation du Panda 2, divers enregistrements ont été réalisés au cours du battage. Celui-ci est effectué par quatre opérateurs avec des caractéristiques différentes. Les expériences ont été menées dans le forage d'étalonnage, la longueur de train de tiges étant de 8m. Dans tous les cas le battage a été conduit à l'aide du marteau standard.





Graphique 2-19 Influence de l'opérateur, résultats expérimentaux : (a) opérateur 01, (b) opérateur 02, (c) opérateur 03 et (d) comparaisons des signaux obtenus lors du battage avec chacun des individus testés.

Les trois premiers opérateurs ont réalisé le battage avec pour objectif de garder la même énergie de battage lors des enregistrements, afin d'étudier la reproductibilité des mesures effectuées. Le quatrième opérateur a réalisé le battage à énergie variable, permettant ainsi d'étudier les variations des mesures en fonction de la puissance de battage employée par l'individu. Tous les enregistrements ont été regroupés et l'analyse des résultats est faite par le biais des comparaisons des signaux enregistrés pour chaque opérateur et par rapport aux autres.

Au premier abord on peut voir la bonne reproductibilité des signaux obtenus pour les opérateurs qui ont effectué le battage à énergie presque constante (cf. graphique 2-19.a-b-c). La variation dans l'allure des ondes de compression mesurées au niveau de la tête de battage reste faible. Toutefois, les enregistrements effectués en cours de battage réalisé par le quatrième opérateur montrent que les variations de la puissance de battage se traduisent par les variations de la valeur  $F_{max}$  de l'onde de compression, alors que la durée de choc  $\tau$  reste presque constante (cf. graphique 2-19.d). La superposition de tous les signaux obtenus a permis de mettre en évidence la faible variation des caractéristiques de l'onde de compression sous les effets du battage effectué par les différents opérateurs (cf. graphique 2-19.d).



Enfin, l'influence de l'opérateur sur les mesures effectuées par le Panda 2 semble négligeable. En effet, on a remarqué que la mesure, ainsi que la quantité d'énergie transmise dépendent notamment du marteau employé et surtout de la vitesse imprimée à celui-ci.

#### IV.4. Conclusions

L'énergie nécessaire pour l'enfoncement du Panda 2 provient principalement de l'impact fourni à l'aide d'un marteau standardisé. Le retour sur le plan de contact marteau/enclume de l'onde réfléchie depuis la pointe interrompt l'échange énergétique entre le marteau et le pénétromètre. La quantité d'énergie transmise au pénétromètre par l'impact est ainsi une fonction de la longueur du train de tiges. Nous avons étudié ce phénomène en déterminant tout d'abord l'efficacité maximale du battage soit manuel soit automatique (cf. paragraphe §IV.3.2). Ensuite, nous avons établi la courbe de variation de la quantité d'énergie transmise en fonction de la longueur de tiges utilisée au cours d'un sondage (cf. paragraphe §IV.3.3).

Par ailleurs, nous avons analysé l'influence du type de marteau, de sa masse et de la vitesse d'impact sur les mesures effectuées par le Panda 2, aussi bien que sur la quantité d'énergie transmise au pénétromètre. Ainsi, nous avons mis en évidence que la quantité d'énergie transmise au pénétromètre dépend notamment des caractéristiques du marteau (type, masse, rigidité,...) alors que l'amplitude  $F_{max}$  de l'onde de compression est proportionnelle à la vitesse d'impact imprimée au marteau lors du battage (cf. paragraphe §IV.3.4). En effet, cette étude nous a permis de montrer qu'il existe une relation de type linéaire entre la valeur de la force au pic  $F_{max}$  de l'onde et la vitesse d'impact du marteau  $v_m$  (cf. paragraphe §IV.3.4.c). En outre nous avons vérifié aussi que les mesures effectuées sont indépendantes de l'opérateur (cf. paragraphe §IV.3.5).

Enfin, nous avons proposé une relation entre la valeur de la force au pic  $F_{max}$  de l'onde de compression et l'énergie de battage  $E_b$  en supposant le marteau en chute libre (cf. graphique 2.18). Cette relation reste valable pour le marteau standard fourni actuellement avec le pénétromètre et lorsqu'on utilise des longueurs de tiges supérieures à 1m. A l'heure actuelle, l'algorithme de calcul et d'intégration du pénétromètre Panda 2 utilise cette relation pour le calcul de l'énergie cinétique du marteau au moment de l'impact ; cela permet de respecter les normes de calcul de la résistance de pointe  $q_d$  [Norme **XP P 94 105**].

## V. VALIDATION IN-SITU DU PANDA 2

Pour valider les résultats obtenus avec cette nouvelle version du pénétromètre dynamique léger à énergie variable divers essais in-situ, mais aussi en laboratoire, ont été réalisés. Nous avons étudié dans un premier moment la répétitivité des résultats fournis, ainsi que la fonctionnalité de l'appareil.

En outre, nous avons voulu vérifier l'influence du type de marteau employé au cours de battage sur les résultats obtenus. Nous avons montré que le type de marteau a une influence sur l'onde de compression mesurée par les jauges d'extensométrie installées au niveau de la tête de battage (cf. IV.3.4. a ). En effet l'appareil intègre dans son algorithme de traitement du signal une mise à jour pour l'identification du type d'onde. Ceci permet d'identifier des faibles variations dans la rigidité ou la masse du marteau employée au cours du battage. Cependant, l'appareil reste étalonné pour le marteau fourni avec l'ensemble, et l'utilisation d'autres marteaux est déconseillée. La fiabilité des résultats obtenus avec le Panda 2 a été jugée à partir des essais comparatifs avec le Panda 1 (*Choupin, 2006*). Nous ne présentons ici que quelques résultats parmi les plus significatifs de ceux que nous avons obtenus.

### V.1. Fonctionnalité de l'appareil et répétitivité de résultats

L'objectif étant tout d'abord de vérifier le bon fonctionnement de l'appareil, en vérifiant des aspects tels les effets de la cadence de battage, de la force du battage, l'influence de l'opérateur,... De plus, les pénétrogrammes ont permis de juger la répétitivité des résultats obtenus. Ainsi, quatre sondages ont été réalisés dans un site naturel, chacun réalisé par un opérateur différent. Chacun des sondages a été réalisé à une distance de 0,30m des autres. En outre, et compte-tenu de la nature du terrain, on a considéré l'arrêt volontaire des sondages à une profondeur de 0,80m. Au delà de cette profondeur apparaît une strate de marne.

Au cours de la réalisation des sondages il a été possible de vérifier le bon fonctionnement de l'appareil. La rapidité d'exécution et les améliorations du point de vue de l'ergonomie du battage ont été confirmées par les différents opérateurs. En outre, et à partir des pénétrogrammes obtenus (cf. figure 2-19.a), nous pouvons confirmer, en ce qui concerne la superposition des quatre courbes, la forte répétitivité des résultats obtenus. Les courbes, au delà des premiers 0,25m de sondage, sont très bien couplées les unes aux autres. Ceci permet également de montrer et de constater que des opérateurs différents n'ont pas d'influence sur les résultats obtenus à l'aide du Panda 2.

### V.2. Influence in-situ du type de marteau

Dans l'objectif de comprendre l'influence du type de marteau sur le résultat, nous avons effectué une campagne d'essais in-situ avec trois marteaux différents, mais de masses similaires (cf. figure 2-18). Un quatrième sondage à l'aide du Panda 1 a été réalisé, permettant ainsi d'envisager, d'un premier abord, la fiabilité des résultats obtenus sur le terrain. Les sondages ont été réalisés jusqu'à une profondeur d'environ 2,5m en utilisant une pointe débordante de 4cm<sup>2</sup>. Ainsi, après vérification, le frottement latéral le long de tiges a été négligé (cf. figure 2-19.b).



Figure 2-18 Validation de l'appareil : (a) types de marteaux employés et (b) réalisation du sondage in-situ.

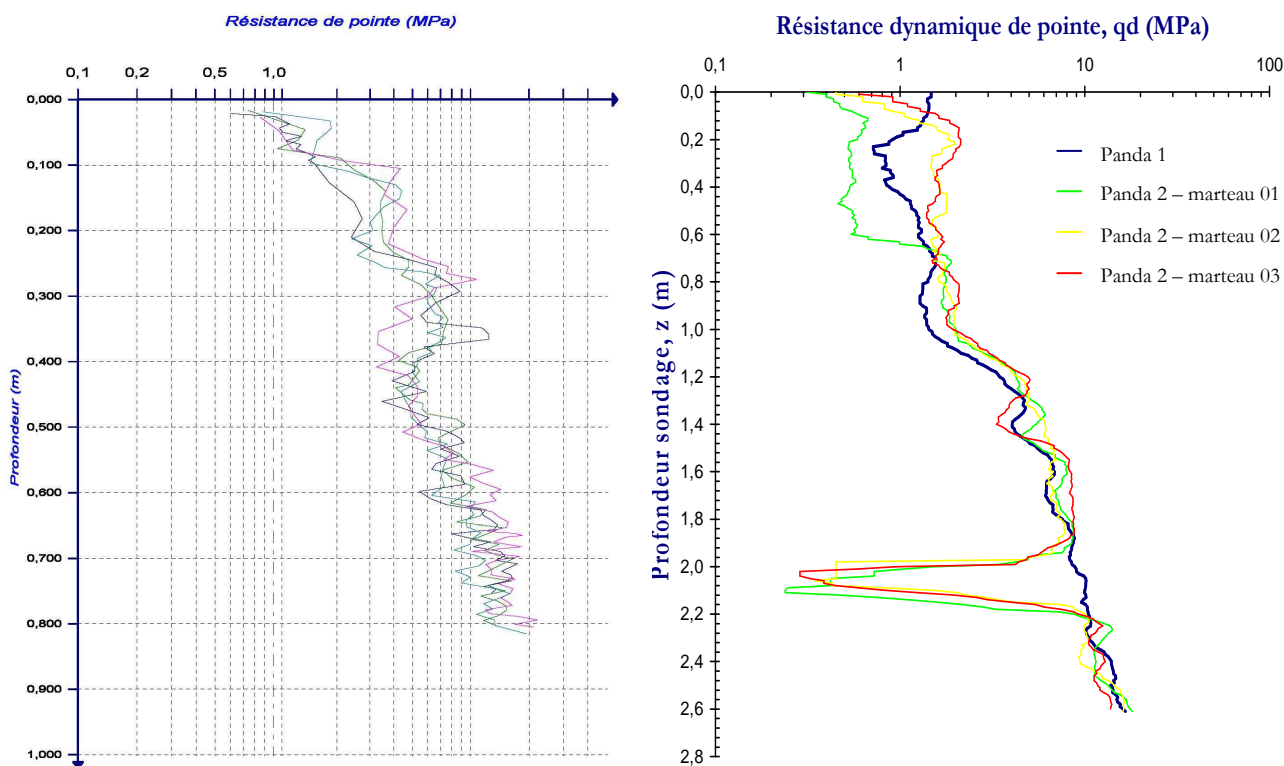


Figure 2-19 Validation de l'appareil : (a) répétitivité de résultats obtenus avec le Panda 2, et (b) influence in-situ du type de marteau employé au cours d'un sondage Panda 2.

On observe que les pénétrogrammes obtenus avec chacun des marteaux sont très bien couplés, sauf pour les premiers 0,50m de sondage, où la dispersion est plus importante. Au delà de cette profondeur, les courbes montrent la même allure (cf. figure 2-19.b) et mettent en évidence la faible influence du type de marteau sur les résultats. Toutefois, et comme il a été indiqué précédemment, l'appareil reste étalonné pour le marteau de battage standard qui est fourni avec l'ensemble. En outre, les pénétrogrammes obtenus permettent de confirmer encore une fois la bonne reproductibilité des résultats obtenus. Il est intéressant de remarquer que dans les trois sondages effectués à l'aide du Panda 2, une cavité est détectée à  $\pm 2,0$ m de profondeur. La bonne correspondance entre les pénétrogrammes permet de vérifier la fiabilité des résultats obtenus.

### V.3. Fiabilité de résultats : essais comparatifs avec le Panda 1

Les sondages comparatifs ont été réalisés avec les deux appareils dans des sols de natures différentes. L'idée a été de multiplier autant que possible les sondages pour obtenir la réponse de l'appareil dans n'importe quel type de sol. Ainsi, la plupart des campagnes d'essais ont été effectuées en conditions réelles, dans des terrains qui présentaient soit un compactage naturel (reconnaissance de sol), soit un compactage réalisé par l'homme (contrôle de compactage, zone de remblai). De plus, une autre partie des sondages a été effectuée en laboratoire, dans des moules avec un compactage et un matériau maîtrisé donc quasi-homogène.

#### V.3.1. Validation in-situ

Nous présentons ici les résultats issus de deux campagnes d'essais. Celles-ci correspondent aux sites de Commentry et Cellule. Les sondages ont été réalisés avec une pointe débordante de 4 cm<sup>2</sup>. Le frottement latéral a été vérifié et a été jugé négligeable. En outre, les essais comparatifs ont été réalisés à des distances de 0,30m à 0,40m. Le terrain testé à Commentry est constitué d'un recouvrement de terre végétale argileuse puis d'une formation argileuse plastique et humide molle jusqu'à 1,6m de profondeur, reposant sur des argiles moyennement compactes constituant ainsi la frange d'altération du substratum marneux sous-jacent. Le toit du substratum (marnes argileuses compactes) a été détecté entre 3,4m et 3,7m de profondeur (cf. figure 2-20).

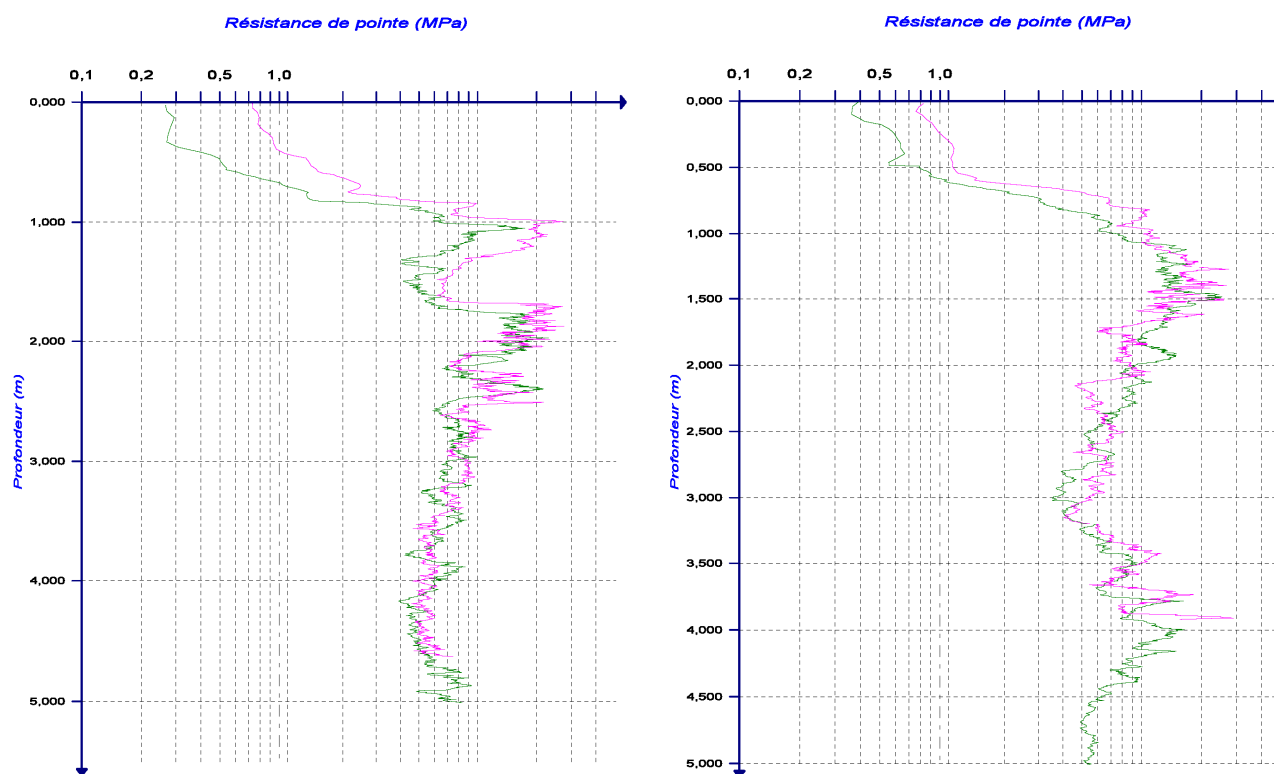


Figure 2-20 Validation in-situ de l'appareil. Comparatifs Panda 1 vs PANDA2 : site à Commentry : (a) sondage 01 et (b) sondage 02.

A partir des pénétrogrammes il est possible de remarquer la très bonne correspondance des résultats obtenus avec chaque version de l'appareil. Toutefois l'écart des signaux au cours du premier mètre n'est pas négligeable.

Pour une évaluation plutôt quantitative, on a calculé l'erreur sur la mesure en prenant comme référence la valeur du Panda 1 ( $qd_{p1}$ ). Pour ce faire, on a utilisé la méthodologie d'analyse proposée par **Diaz (2003)**. L'erreur moyenne des mesures Panda 2 (cf. équation 2-33), compte-tenu des premiers mètres de sondage, est de l'ordre de 25,2%. Cependant, le décalage des courbes dans les couches superficielles de sol a une influence importante sur le calcul de la moyenne. Toutefois, cette variabilité est normale dans le premier mètre de profondeur où l'hétérogénéité du sol est importante. Ainsi, en négligeant le premier mètre de sondage l'erreur moyenne est alors de l'ordre de 5%. Ceci met en évidence la fiabilité des résultats obtenus.

$$E_{qd} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{i=n} \left\{ \frac{qd_{p2} - qd_{p1}}{qd_{p1}} \right\}_i \quad \text{équation 2-33}$$

Le deuxième site, situé à Cellule, est constitué, après le recouvrement végétal, par une succession de formations argilo-sableuses peu compactes. La frange d'altération du substratum marneux composée d'argiles marneuses compactes et de marnes argileuses compactes a été reconnue entre 1 et 3,5m de profondeur. Le substratum de la zone est constitué de marnes très compactes de teinte bleutée (cf. Figure 2-21). Les résultats obtenus confirment les résultats obtenus sur le site à Commeny. La bonne correspondance des courbes Panda 1 et Panda 2 est évidente. Qualitativement, on peut voir que les courbes présentent les mêmes allures. Le calcul de l'erreur moyenne est de l'ordre de 13%, permettant ainsi de constater encore la fiabilité des résultats obtenus. En outre, à partir des pénétrogrammes on peut remarquer que la reproductibilité de l'essai est encore confirmée.

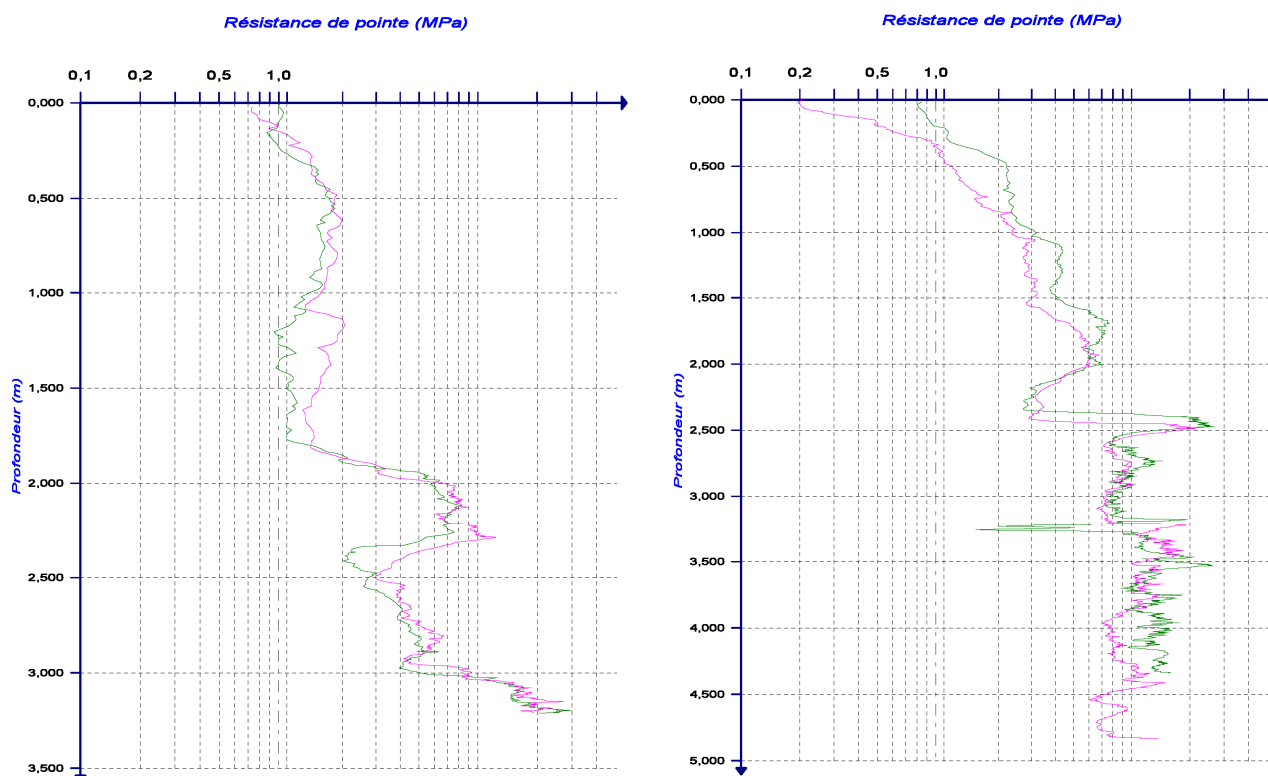


Figure 2-21 Validation in-situ de l'appareil. Comparatifs Panda 1 et Panda 2, exemple des résultats obtenus sur le site à Cellule (près de Riom) : (a) sondage 01 et (b) sondage 02.

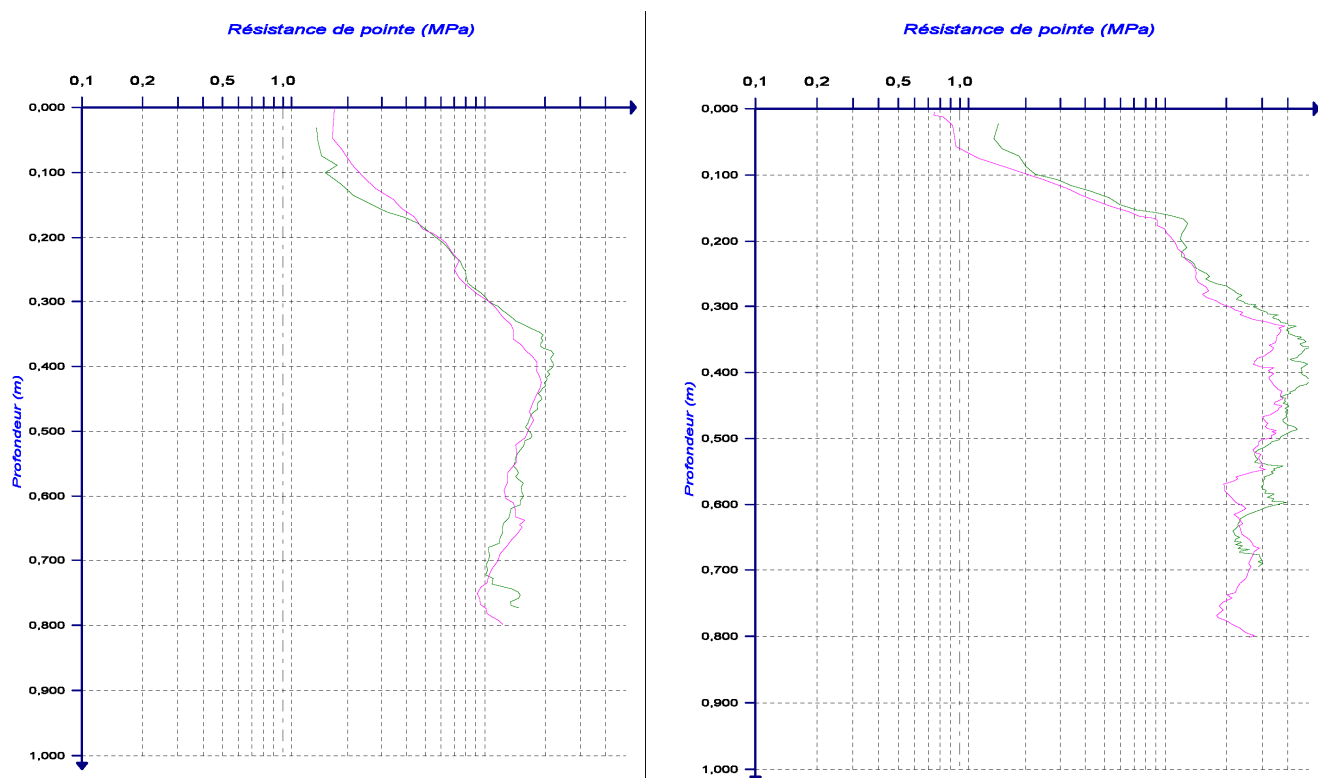


Figure 2-22 Validation de l'appareil au laboratoire dans une chambre de calibration. Matériau de remplissage : B3, états de densité (a) moyennement dense et (b) dense.

Enfin, il est nécessaire de remarquer que la validation in situ d'un tel appareil n'est pas simple. En effet, on sait que la forte variabilité des paramètres physiques et mécaniques des sols joue un rôle très important sur les résultats d'essais comparatifs qui visent établir une corrélation entre paramètres mécaniques du sol (*Magnan, 1993*).

### V.3.2. Validation en laboratoire - chambre de calibration

Ces sondages ont été réalisés en laboratoire dans une chambre de calibration spéciale pour le Panda. Il s'agit d'un moule cylindrique creux de 0,40m de diamètre avec une hauteur de 0,80m. L'objectif ici est la confection d'éprouvettes de sol qui garantissent une homogénéité en densité pour s'affranchir ainsi des aléas existant in-situ. Ainsi, un mode opératoire qui a pour objet la réalisation d'éprouvettes de sol (moule d'essai) pour la calibration du Panda a été mis en place par *Chaigneau (2001)*.

Pour ces expériences nous avons travaillé avec un sol de classe GTR B3. Ainsi, une série de 5 échantillons compactés à des densités croissantes de l'état foisonné à l'état très compact correspondant à 110%  $\gamma_{d_{OPN}}$  a été réalisée. Dans chaque échantillon nous avons effectué les deux essais de pénétration nécessaires : un avec le Panda 1 et l'autre avec le Panda 2. Ces essais ont été réalisés avec une pointe de 2 cm<sup>2</sup> et jusqu'à une profondeur moyenne de 0,7m (cf. figure 2-22).

Pour le bilan de cette analyse, la reproductibilité des résultats, ainsi que sa fiabilité sont ici encore confirmées (cf. Figure 2-22). En effet, le calcul de l'erreur moyenne donne une valeur d'environ 5%, ce qui montre la fiabilité des résultats obtenus à l'aide du Panda 2.

### V.3.3. Récapitulatif d'essais comparatifs

Nous avons fait un récapitulatif de l'ensemble des données comparatives issues de nos travaux et de celles obtenues par (**Choupin, 2006**). L'étude est basée sur les sondages de 37 sites en Auvergne, un site dans la Loire et un site en Corrèze. Sur chaque site de comparaison des sondages avec les différents appareils ont été réalisés sur différents types de sols et une large plage de résistance de pointe a été balayée (de 0,5 à plus de 20MPa).

Par ailleurs, les essais ont été réalisés en utilisant des pointes non débordantes de 2cm<sup>2</sup> ainsi que des pointes perdues de 4cm<sup>2</sup>. Dans le premier cas, les sondages ont été réalisés jusqu'à une profondeur de 1,25m au maximum. Les sondages réalisés avec pointe perdue ont été réalisés jusqu'à une profondeur de 2,50m voire 5,0m dans quelques sites. Dans tous le cas, les sondages ont été implantés à au moins 0,30m les uns des autres pour éviter les perturbations mutuelles. Néanmoins, ils doivent être dans une zone restreinte pour diminuer au mieux les phénomènes d'hétérogénéité du sol. Pour réduire la quantité de points comparatifs nous avons calculé la valeur moyenne de résistance de pointe  $qd$  tous les 0,25m de profondeur, puis nous avons tracé la valeur obtenue avec le Panda 2  $qd_{P2}$  en fonction de la valeur obtenue avec le Panda 1  $qd_{P1}$  (cf. figure 2-23.a). De plus, nous avons calculé le rapport entre les résistances de pointe  $qd_{P2}/qd_{P1}$  (cf. figure 2-23.b).

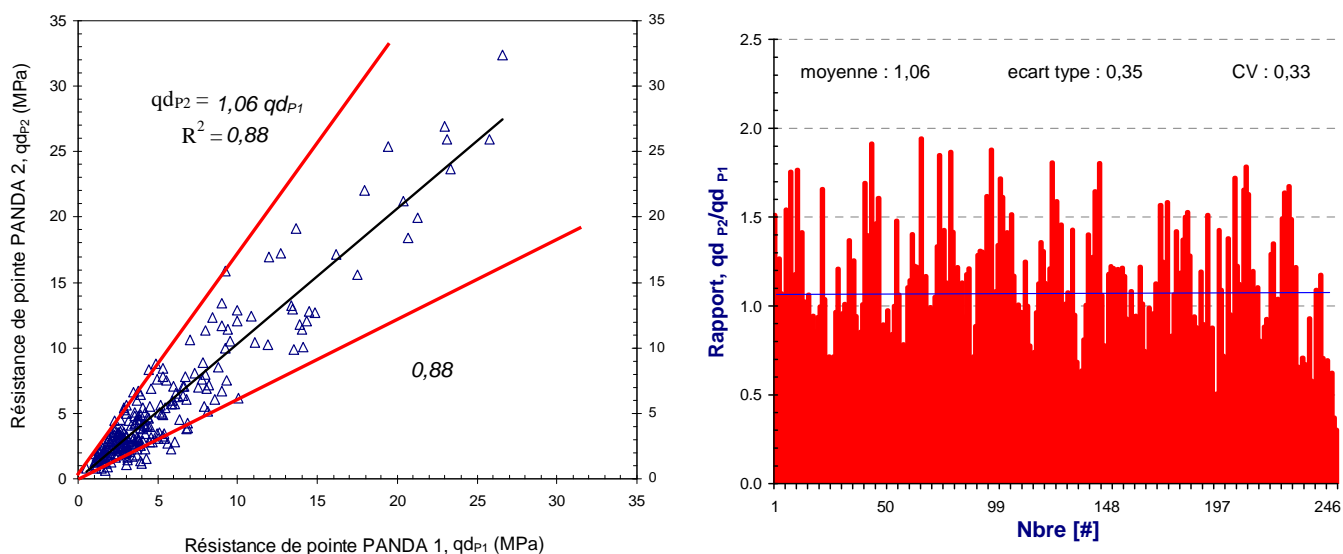


Figure 2-23 : (a) Récapitulatif des essais comparatifs Panda 2 et Panda 1 ; et (b) diagramme de fréquences du rapport  $qd_{P2}/qd_{P1}$ .

De manière générale, sur le graphique précédent (cf. figure 2-23.a) on peut remarquer la bonne correspondance entre les valeurs obtenues avec les deux versions du pénétromètre Panda. Néanmoins, et bien que la valeur moyenne du rapport  $qd_{P2}/qd_{P1}$  soit proche de l'unité (1,06) on peut remarquer une grande variation des données, traduite par une importante valeur de l'écart-type (0,35) (cf. figure 2-23.b). Cette variation s'explique par la variabilité spatiale du sol d'une part et par les effets du frottement latéral pouvant exister en cours du sondage d'autre part. Ainsi il est possible de considérer que les valeurs fournies avec le Panda 2 correspondent bien à celles obtenues avec la version précédente de l'appareil.



## VI. CONCLUSIONS

Parmi les pénétromètres dynamiques existants, le Panda a fait preuve de sa haute performance dans le domaine de la reconnaissance de sols ainsi que pour le contrôle de compactage des ouvrages en terre. A l'heure actuelle, environ 2000 exemplaires se trouvent de par le monde. De nombreuses améliorations ont été apportées à l'appareil depuis sa création. Toutefois, les développements technologiques récents sur l'électronique des capteurs a poussé à une reformulation entière de l'appareil. Nous avons ainsi consacré cette partie au développement de cette nouvelle version, le Panda 2.

Dans un premier temps nous avons présenté le principe général de fonctionnement et ensuite nous avons décrit les composantes principales de l'appareil. Les principales différences par rapport à son prédécesseur se trouvent (outre les améliorations technologiques apportées aux diverses composantes d'interface avec l'utilisateur) au niveau du marteau de battage, de l'enclume ou tête de battage et plus particulièrement du mode de mesure. En effet, on mesure l'onde de déformation entraînée par l'impact par le biais de jauges de déformation collées au niveau de la tête de battage. Cela permet ainsi de mesurer l'énergie transmise à l'ensemble pour chaque coup de marteau. Pour ce faire, on s'appuie sur la théorie de propagation longitudinale d'onde, laquelle a été exposée succinctement.

Bien qu'on mesure l'énergie vraiment transmise au pénétromètre, nous avons dû revenir à l'énergie du marteau au moment de l'impact. Dans ce but, nous avons présenté les travaux d'étalonnage de l'appareil. Pour ce faire nous avons retenu une approche mixte numérique-expérimentale. Nos efforts ont porté plus particulièrement sur l'établissement d'une procédure d'identification des caractéristiques de l'onde permettant de revenir à l'énergie de battage. En effet, il se dégage que la vitesse d'impact est très bien corrélée avec le pic de force de l'onde engendrée. Nous avons également analysé l'influence d'autres paramètres pouvant influencer dans nos mesures (longueur de tiges, masse et type de marteau, opérateur, ...). Ainsi, nous avons constaté que la quantité d'énergie transmise dépend seulement du type de marteau utilisé et de la vitesse d'impact imprimée.

Dans la dernière section nous avons présenté les travaux de validation in-situ. L'étude a portée plus particulièrement sur la vérification de la répétabilité des pénétrogrammes aussi bien que sur la fiabilité de résultats. Nous avons réalisé environ une quarantaine d'essais comparatifs avec le Panda 1 sur différents sites de la région. Ceci nous a permis d'assurer la reproductibilité et la validité des signaux pénétrométriques obtenus à l'aide de ce nouvel appareil.

Enfin, les résultats obtenus montrent qu'une bonne exploitation des informations prélevées par le Panda 2 fait de ce pénétromètre un appareil riche en informations avec un degré de certitude supérieur à ses concurrents. La méthodologie et la technologie utilisées se rapprochent de celles utilisées pour l'analyse dynamique des pieux utilisant des moyens informatiques assez robustes. A l'heure actuelle, il est le seul pénétromètre incorporant ce type de mesure. En outre, nous avons appris que la mesure effectuée à l'aide des jauges est le résultat de la superposition de deux ondes : une onde incidente (celle créée par l'impact) et une onde réfléchie depuis l'interface pointe/sol. Toutefois cette onde a été négligée dans nos calculs, alors qu'on sait qu'elle contient une information précieuse sur le sol. Cela est le sujet de la prochaine partie de ce mémoire.





# PARTIE III

## Détermination de la courbe charge enfoncement dynamique en pointe par découplage et reconstruction d'ondes

- I. Introduction**
  - II. Principe de l'essai : le PANDA 3**
  - III. Découplage et reconstruction d'ondes élastiques dans les tiges**
    - III.1. Découplage ou séparation d'ondes longitudinales
    - III.2. Reconstruction des signaux
    - III.3. Validation expérimentale - numérique
    - III.4. Conclusions
  - IV. Détermination de la résistance de pointe sous chargement dynamique**
    - IV.1. Dérivation de la résistance à partir des mesures dynamiques
    - IV.2. Caractérisation des efforts résistants sous chargement dynamique
    - IV.3. Méthodes numériques par ajustement des signaux
    - IV.4. Conclusion
  - V. Développement de l'essai PANDA 3**
    - V.1. Hypothèses de base et considérations initiales
    - V.2. Appareillage de mesure – maquette expérimentale
    - V.3. Essais de faisabilité et répétitivité
    - V.4. Exploitation et interprétation des courbes : approche préconisée
    - V.5. Exploitation des enregistrements expérimentaux
    - V.6. Essais in situ
  - VI. Conclusions**
-



## PARTIE 3

# DETERMINATION DE LA COURBE CHARGE - ENFONCEMENT DYNAMIQUE EN POINTE PAR DECOUPLAGE ET RECONSTRUCTION D'ONDES

### I. INTRODUCTION

Les sols sont des milieux hétérogènes et dont le composant élémentaire est le grain. Ainsi la structure et le comportement mécanique à l'échelle macroscopique trouvent une explication à l'échelle microscopique, celle du grain. Sous l'hypothèse de réversibilité du milieu granulaire, la réponse mécanique dépend entre autres des paramètres des grains et de leur assemblage. La variation d'un de ces paramètres, par exemple la forme du grain, peut entraîner une variation dans la réponse mécanique à l'échelle macroscopique. Ainsi il faudrait maîtriser un nombre important de paramètres permettant de prédire précisément le comportement mécanique d'un sol.

Le sol est le plus souvent assimilé à un milieu continu et son comportement mécanique est régi par des lois reliant le tenseur de contraintes et le tenseur de déformations. Ces modèles vont du plus simple au plus complexe, selon le nombre de paramètres mécaniques nécessaires pour les alimenter. Il est possible de trouver des modèles dont le nombre de paramètres nécessaires est supérieur à une dizaine, comme celui présenté par **Cambou et al. (1996)** à quinze paramètres. Toutefois, on privilégie l'utilisation de lois simplifiées nécessitant un nombre restreint de paramètres, qui fournissent une bonne approche sur le comportement réel du sol. Ainsi les lois usuellement employées sont les lois élastoplastiques composées d'une élasticité linéaire isotrope, ou anisotrope, d'un critère de plasticité et d'un potentiel plastique qui comprennent au maximum cinq paramètres. Malgré tout, le problème pour l'ingénieur est le même : la détermination de ces paramètres. Evidemment la complexité de ces travaux augmentera en fonction du nombre de paramètres à identifier. Ainsi, les efforts doivent être donc dirigés vers la détermination adéquate des paramètres des lois de comportement et dans l'instrumentation et dans la réalisation des essais in-situ (**Magnan, 1997**).

Dans cet esprit nous avons conçu un pénétromètre permettant de mesurer l'énergie réellement transmise par l'impact et qui servira pour enfoncer la pointe dans le sol. Toutefois, il paraît intéressant d'utiliser le Panda 2 pour une recherche plus approfondie du comportement dynamique au cours du battage et d'appliquer les techniques de mesures extensométriques pour apporter des progrès dans l'utilisation des pénétromètres dynamiques et l'interprétation des résultats obtenus. Dans cette partie nous allons explorer dans quelle mesure, à partir de ce type de mesures, nous pourrions obtenir des renseignements plus intéressants sur le comportement du sol mis en jeu durant un choc et d'extraire les paramètres le gouvernant. Pour ce faire nous nous sommes inspiré des travaux réalisés dans le domaine du battage de pieux (essais de chargement dynamique) et un nouveau prototype d'essai est conçu ; celui-ci appelé par convention Panda 3. Le principe général de cet essai est présenté ci-après.

## II. PRINCIPE DE L'ESSAI : LE PANDA 3

Le principe de l'essai est très simple : au cours de l'enfoncement par battage du pénétromètre Panda on vient mesurer dans le train de tiges (vers la tête de battage) la variation de la déformation  $\varepsilon(x,t)$  et/ou de la vitesse particulière  $v(x,t)$  entraînées par le passage de l'onde de compression  $u(x,t)$ . Pour chaque coup de marteau, à partir des enregistrements de  $\varepsilon(x,t)$  et  $v(x,t)$ , et grâce au découplage des ondes descendantes  $\varepsilon_d(t-x/c_s)$  et remontantes  $\varepsilon_s(t+x/c_s)$ , on calcule l'enfoncement  $d_p(t)$  et la force résultante  $F_p(t)$  pour la pointe du pénétromètre. En assimilant la pointe cylindro-conique de section transversale  $A_p$ , à une petite plaque circulaire rigide de même section encastrée à une profondeur  $z$ , il est possible de tracer la courbe charge-enfoncement dynamique en pointe. Le but est ainsi de réaliser, de manière simple et économique, un appareil qui permette d'obtenir la valeur de  $qd$  (calculée par le biais de la formule des hollandais) et en même temps d'estimer, à partir des enregistrements extensométriques réalisés en surface, le comportement charge-enfoncement sous la pointe au cours de la pénétration. La figure 3-1 montre un schéma du principe de l'essai.

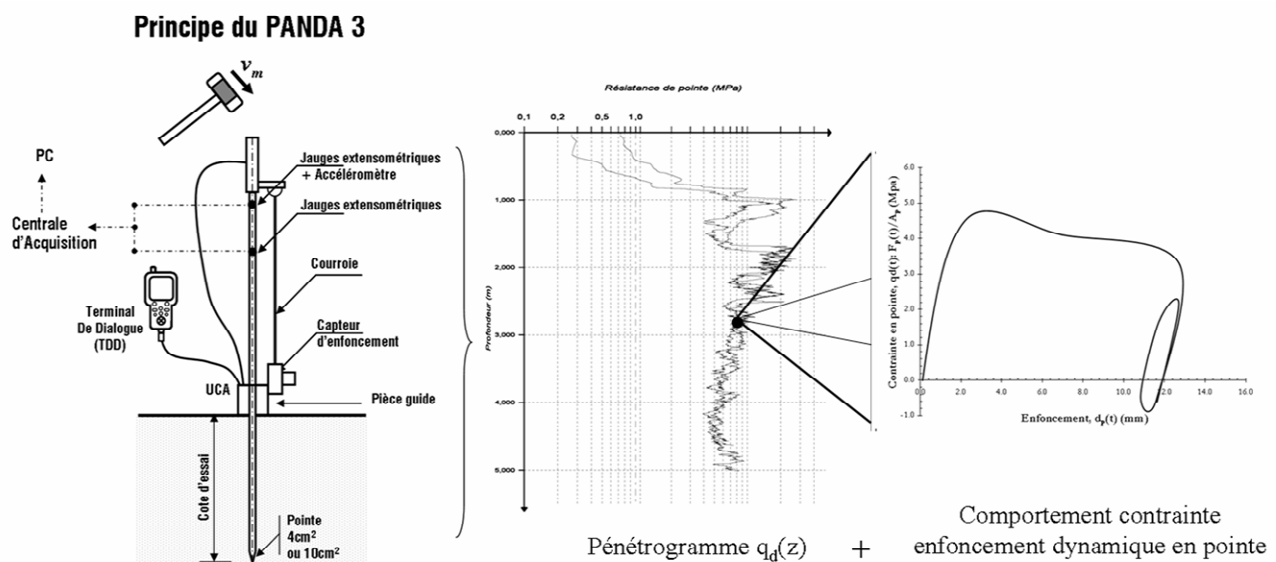


Figure 3-1 : Principe de l'essai de chargement dynamique à l'aide du Panda 3.

Pour la réalisation d'un essai, trois éléments sont nécessaires : le pénétromètre, une tige équipée de capteurs et une chaîne de conditionnement et d'acquisition des signaux. Chacun de ces éléments est décrit dans le paragraphe V.2 ci-après. Le battage du pénétromètre est effectué à l'aide du marteau standard. La quantité et le type de capteurs employés sont variables, mais il s'agit principalement de jauges de déformation et d'accéléromètres. Néanmoins, que ce soit des mesures de déformations et/ou de vitesses particulière, nous appellerons dorénavant ces mesures : « mesures dynamiques ». Il est intéressant de souligner le fait qu'avec les systèmes d'acquisition actuels nous sommes capables d'enregistrer une mesure tous les  $2\mu s$ . Donc, si la vitesse d'enfoncement moyen du pénétromètre dynamique est de  $1ms^{-1}$ , on mesure l'enfoncement tous les  $2\mu m$ .

Dans la pratique, deux modes d'essais sont possibles : enregistrements en continu ou enregistrements par paliers. En effet il est possible d'enregistrer les signaux  $\varepsilon(t)$  et  $v(t)$  pour chaque coup de marteau fourni au cours du battage. Toutefois, ce mode d'essai demande une grande quantité de mémoire de stockage pour les fichiers contenant les historiques  $\varepsilon(t)$  et  $v(t)$ , et de plus le temps de traitement a

posteriori des enregistrements en est augmenté. Le principe et la méthode de mesure du Panda 3 s'avèrent très intéressants car il est possible de maîtriser les efforts et les déformations induites dans le sol au cours de l'enfoncement et donc d'obtenir des renseignements sur le comportement du sol mis en jeu pendant la pénétration du cône.

Néanmoins, l'idée d'extraire des renseignements sur le comportement du sol à partir des mesures des ondes descendantes et remontantes effectuées au cours du battage n'est pas nouvelle. Bien que l'exploitation des mesures dynamiques ait été introduite pour l'analyse de la capacité portante de pieux (**Hussein et al. 2004**), le français Georges Aussedat (1970) a été le premier à l'appliquer au cas des pénétromètres dynamiques pour étudier le comportement du sol sous des sollicitations rapides. Pour cela, il a introduit la notion de polaire de choc, relation liant les variations de force et de vitesse particulaire entraînées par le passage de l'onde  $u(x,t)$ , permettant ainsi d'étudier le phénomène de la transmission d'une onde d'un milieu à un autre : du pénétromètre au sol. En effet, en connaissant la polaire de choc du milieu A (le pénétromètre) et, de plus, en mesurant l'onde descendante et l'onde remontante en un point x du milieu A, il est tout à fait possible de reconstruire la polaire de choc du milieu B, donc du sol (**Aussedat, 1970**). L'appareil utilisé est un pénétromètre dynamique de laboratoire (cf. figure 3-2.a) en duralumin de 1m de longueur. L'extrémité inférieure, plane et normale à l'axe de la barre est en contact avec un moule contenant un certain volume de sol, de l'argile d'Eybens. Quatre jauges de déformation ont été collées en pont de Wheatstone au milieu de la tige de manière à éliminer les erreurs dues à des flexions éventuelles. De plus, et à l'exception du contact avec le sol, la tige du pénétromètre ne frotte sur rien en amont et en aval des jauges. Le sol quant à lui a été placé dans une boîte calibrée en acier, suffisamment profonde pour que l'onde de choc réfléchie sur le fond de la boîte ne vienne pas s'ajouter dans la tige à l'onde réfléchie sur l'interface pointe-sol (cf. figure 3-2.b).

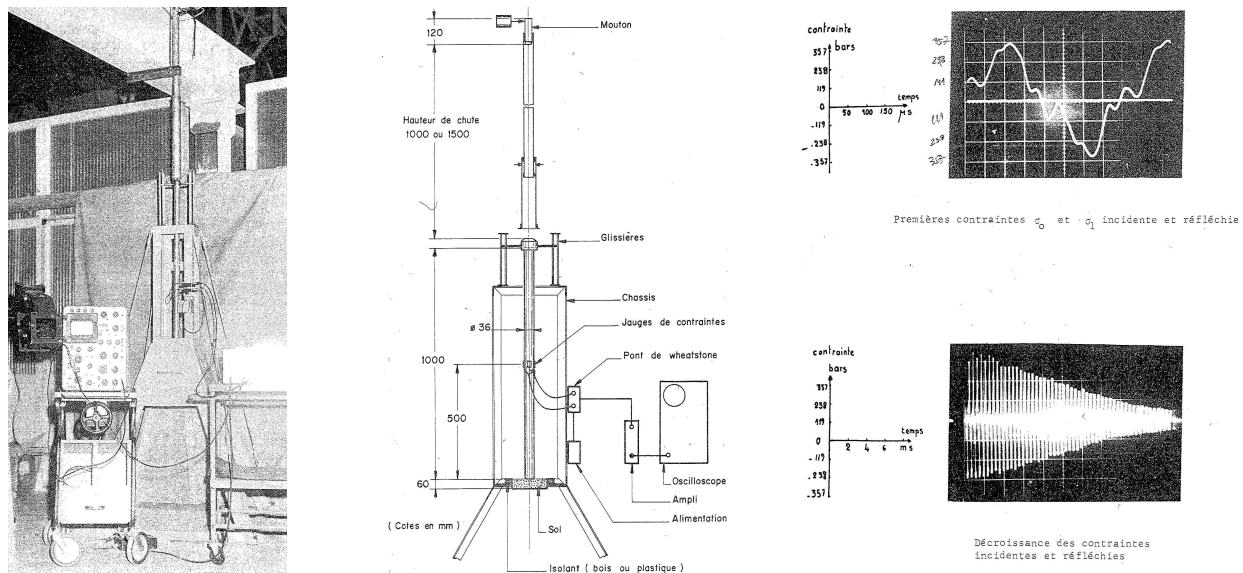


Figure 3-2 : Expériences d'Aussedat : (a) Montage au laboratoire, (b) schéma de l'appareillage et (c) exemple d'enregistrements effectués lors du battage. (cf. Aussedat, 1970)

Pour éviter le chevauchement des ondes (cf. figure 3-2.c), et donc pouvoir reconstruire la polaire de choc du sol, Aussedat a conçu le marteau pour engendrer une onde de compression de longueur inférieure à deux fois la distance entre le point de mesure et l'extrémité en contact avec le sol. Ainsi, en

analysant les pics des ondes descendantes et remontantes, Aussedat a construit directement la polaire de choc de l'argile testée. Ceci lui a permis d'estimer la célérité des ondes dans le sol.

Par ailleurs, **Schmertmann et Palacios (1979)** ont utilisé ce type de mesures pour connaître la quantité d'énergie transmise par l'impact aux tiges du carottier SPT. En absence d'accéléromètres capables de mesurer de tels types de choc, les auteurs ont utilisé seulement des jauges de déformation. Après ces travaux, de nombreux autres auteurs ont appliqué les techniques des mesures dynamiques au cas du carottier SPT. Toutefois, leur but n'était pas d'obtenir des informations sur le sol, mais toujours de mieux comprendre le phénomène dynamique du battage et surtout d'estimer la quantité d'énergie transmise aux tiges. Néanmoins, **Chen (1991)** a étudié en laboratoire la quantité d'énergie transmise au carottier SPT, qui est employée pour l'enfoncer dans le sol. Dans ce but, il a tracé la courbe charge-enfoncement au niveau du carottier pour chaque coup de marteau observé. Pour ce faire, une jauge de contrainte est collée au niveau du carottier et par l'intermédiaire d'un accéléromètre, installé dans les tiges vers l'enclume, il a mesuré l'enfoncement (cf. figure 3-3.a). Les courbes obtenues ont été comparées aux essais de chargement statique réalisés avec le même carottier sur quelques matériaux manufacturés (notamment des plastiques). Toutefois, aucun renseignement sur le matériau en pointe n'a été obtenu dans ces expériences.

Plus récemment **Khalaf et Briaud (1992)**, et **Liang et Sheng (1993)** ont tenté d'extraire des informations du sol par l'analyse des mesures dynamiques réalisées lors du battage d'un pénétromètre. Cependant les premiers n'ont pas réussi à équiper le pénétromètre avec les capteurs nécessaires pour de telles mesures et donc le projet n'a pas vu le jour. Quant à Liang et Sheng, ils ont construit un pénétromètre portable,  $\varnothing : 305\text{mm}$ , (cf. figure 3-3.b). L'objectif était d'extraire les paramètres du sol nécessaires pour l'analyse de la capacité portante des pieux par le biais de la méthode de l'équation de l'onde (cf. paragraphe IV). Les résultats sont comparés à ceux obtenus à partir des mesures effectués lors du battage d'un pieu expérimental,  $\varnothing : 305\text{mm}$ , sur une dizaine de sites. L'analyse des mesures ainsi que la déduction des paramètres du sol ont été réalisés à l'aide du code CAPWAP (cf. paragraphe IV.3).

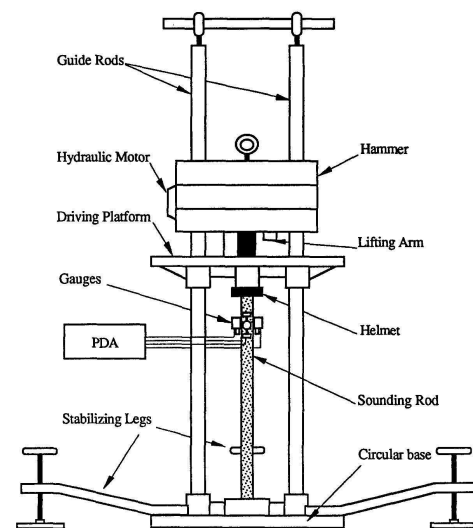
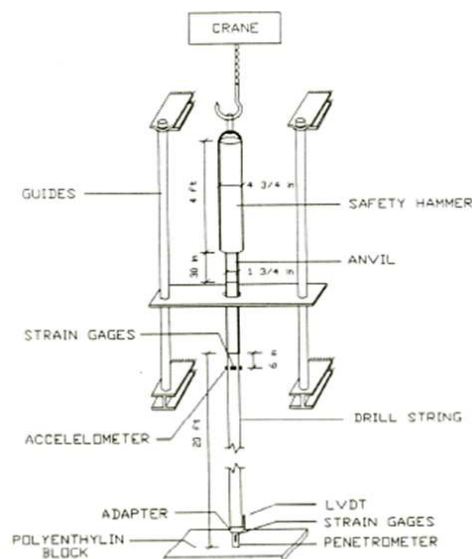


FIG. 2. Portable Dynamic Driving System

Figure 3-3 : (a) montage de Chen (1991) et (b) montage de Liang et Sheng (1993).

Les résultats obtenus à partir des mesures effectuées avec le pénétromètre ont mis en évidence des différences significatives par rapport à celles obtenues avec le modèle du pieu. Ces différences sont attribuées à la différence des diamètres, aux différences dans les conditions aux limites imposées au cours des mesures et notamment à la différence de vitesse d'enfoncement (*Liang et Sheng, 1993*).

De manière générale, un tel essai demande la prise en compte de divers facteurs. D'abord il s'agit d'un essai de chargement rapide et non homogène, par conséquent son interprétation devient complexe. En outre, pour estimer la charge et l'enfoncement en pointe à partir des mesures dynamiques réalisées en surface, la connaissance des ondes élémentaires (ondes descendantes  $\varepsilon_f(t-x/c_t)$  et ondes remontantes  $\varepsilon_g(t+x/c_t)$ ) devient nécessaire, ce qui n'est pas aisé. Nous avons exposé (cf. chapitre 2, paragraphes III.6 et III.7) que la propagation de l'onde  $u(x,t)$  est affectée par des réflexions qui peuvent avoir lieu le long de tiges en amont de la pointe. D'une part, on a celles entraînées par des changements d'impédance dans les tiges (variations de sections,...), et d'autre part, celles engendrées par des conditions aux limites (notamment le frottement latéral). Toutefois il est toujours possible de s'affranchir et de maîtriser ces conditions permettant ainsi de découpler les ondes  $\varepsilon_f(t-x/c_t)$  et  $\varepsilon_g(t+x/c_t)$  à partir des enregistrements dynamiques (mesures de déformation et/ou vitesse) durant un choc. Une fois  $\varepsilon_f(t-x/c_t)$  et  $\varepsilon_g(t+x/c_t)$  connus, les signaux de contrainte  $qd(t)$  et d'enfoncement en pointe  $s(t)_p$  peuvent être calculés. Cependant le signal ne représente qu'une réponse globale du sol situé autour de la pointe. Son interprétation est donc complexe et il est nécessaire de considérer un modèle rhéologique équivalent à l'interface pointe/sol si l'on veut caractériser les paramètres du sol mis en jeu au cours de l'enfoncement.

Dans ce qui suit on aborde de manière très succincte les trois sujets du découplage, de la reconstruction d'ondes et de la caractérisation de la résistance de pointe sous chargement dynamique. Il n'est pas question de dériver et/ou de démontrer chaque équation ou algorithme nécessaire pour le découplage et la reconstruction des ondes. Néanmoins, le lecteur intéressé pourra les trouver dans les références citées.



### III. DECOUPLAGE ET RECONSTRUCTION D'ONDES ELASTIQUES DANS LES TIGES

Comme nous l'avons indiqué précédemment, le marteau heurte le pénétrromètre entraînant une onde de compression  $u(x,t)$  se propageant à vitesse constante  $c_t$  vers la pointe de celui-ci. Les tiges étant des corps élastiques, homogènes et de section uniforme, si on suppose négligeables les efforts extérieurs appliqués (frottement latéral), la propagation de l'onde  $u(x,t)$  dans les tiges est gouvernée par l'équation dite de l'onde, dont la solution est donnée par la superposition de deux ondes de forme arbitraire  $u_f$  et  $u_g$  se déplaçant en sens contraire l'une de l'autre.

$$u(x,t) = u_f\left(t - \frac{x}{c_t}\right) + u_g\left(t + \frac{x}{c_t}\right) \quad \text{équation 3-1}$$

$u_f(t-x/c_t)$  représente l'onde qui se déplace dans le sens positif et  $u_g(t+x/c_t)$  celle qui se déplace dans le sens négatif. Par convention, nous appellerons dorénavant  $u_f(t-x/c_t)$  l'onde descendante (ou onde incidente) et  $u_g(t+x/c_t)$  l'onde remontante (ou onde réfléchie).

Ainsi le passage de l'onde  $u(x,t)$  entraîne en tout point  $x$  le long des tiges des variations de déformation  $\varepsilon(x,t)$  et de vitesse particulaire  $v(x,t)$ . En dérivant l'équation 3-1 par rapport à  $x$  et en substituant  $\xi=(t - x/c_t)$  et  $\eta=(t + x/c_t)$  on a :

$$\varepsilon(x,t) = \varepsilon_f(\xi) + \varepsilon_g(\eta) \quad (a)$$

$$\varepsilon_f(\xi) = \frac{\partial u_f(\xi)}{\partial x} = \frac{\partial u_f(\xi)}{\partial \xi} \cdot \frac{\partial \xi}{\partial x} = -\frac{1}{c_t} \cdot \frac{\partial u_f(\xi)}{\partial \xi} \quad (b) \quad \text{équation 3-2}$$

$$\varepsilon_g(\eta) = \frac{\partial u_g(\eta)}{\partial x} = \frac{\partial u_g(\eta)}{\partial \eta} \cdot \frac{\partial \eta}{\partial x} = \frac{1}{c_t} \cdot \frac{\partial u_g(\eta)}{\partial \eta} \quad (c)$$

Par ailleurs, la vitesse particulaire  $v(x,t)$  est obtenue en dérivant l'équation 3-1 par rapport au temps  $t$ .

$$v(x,t) = v_f(\xi) + v_g(\eta) \quad (a)$$

$$v_f(\xi) = \frac{\partial u_f(\xi)}{\partial t} = \frac{\partial u_f(\xi)}{\partial \xi} \cdot \frac{\partial \xi}{\partial t} = \frac{\partial u_f(\xi)}{\partial \xi} \quad (b) \quad \text{équation 3-3}$$

$$v_g(\eta) = \frac{\partial u_g(\eta)}{\partial t} = \frac{\partial u_g(\eta)}{\partial \eta} \cdot \frac{\partial \eta}{\partial t} = \frac{\partial u_g(\eta)}{\partial \eta} \quad (c)$$

Par combinaison des expressions précédentes, il est possible d'écrire :

$$v_f(\xi) = -c_t \varepsilon_f(\xi) \quad (a)$$

$$v_g(\eta) = c_t \varepsilon_g(\eta) \quad (b) \quad \text{équation 3-4}$$

Ainsi la variation de vitesse particulière  $v(x,t)$  entraînée par le passage de l'onde  $u(x,t)$  peut être exprimée en fonction des ondes de déformation descendante  $\varepsilon_f(\xi)$  et remontante  $\varepsilon_g(\eta)$ , ainsi que les autres grandeurs cinématiques (cf. équation 3-5).

$$\text{- déformation :} \quad \varepsilon(x,t) = \varepsilon_f(\xi) + \varepsilon_g(\eta) \quad (a)$$

$$\text{- force et contrainte :} \quad F(x,t) = A_t \sigma(x,t) = A_t E_t [\varepsilon_f(\xi) + \varepsilon_g(\eta)] \quad (b)$$

$$\text{- vitesse particulière :} \quad v(x,t) = c_t [-\varepsilon_f(\xi) + \varepsilon_g(\eta)] \quad (c) \quad \text{équation 3-5}$$

$$\text{- déplacement :} \quad s(x,t) = \int_{t_0}^{\infty} v(x,t) dt \quad (d)$$

Nous pouvons remarquer que la connaissance des ondes  $\varepsilon_f(\xi)$  et  $\varepsilon_g(\eta)$  permet de décrire entièrement le phénomène dynamique en tout point  $x$  le long des tiges, et particulièrement dans la pointe de celle-ci.

Toutefois, dans la pratique, les mesures effectuées à l'aide de jauges de déformation ou avec des accéléromètres permettent seulement l'enregistrement des signaux  $\varepsilon(x,t)$  ou  $v(x,t)$  où les ondes  $\varepsilon_f(\xi)$  et  $\varepsilon_g(\eta)$  se trouvent souvent imbriquées les unes avec les autres ( $5200\text{ms}^{-1}$  est la vitesse de propagation des ondes dans l'acier). Dans cette configuration il devient ainsi nécessaire de découpler ces ondes. Ceci peut se faire soit dans le domaine fréquentiel, soit dans le domaine temporel. Le premier est utilisé lorsqu'il s'agit de découpler des ondes se propageant dans des tiges viscoélastiques (**Lundberg et Blanc, 1988; Othman et al. 2001**), alors que le deuxième est notamment employé sous l'hypothèse de tiges élastiques.

Dans ces travaux nous nous intéressons aux méthodes de découplage qui travaillent dans le domaine temporel car la programmation des algorithmes est simple et rapide et parce que les tiges du pénétromètre respectent les hypothèses de base.

### III.1. Découplage ou séparation d'ondes longitudinales

Le découplage des ondes  $\varepsilon_f(\xi)$  et  $\varepsilon_g(\eta)$  peut se faire selon différentes méthodes. Celles-ci diffèrent dans le type (déformation ou vitesse) et la quantité de mesures employées pour la résolution du problème, ainsi que par l'imposition de certaines conditions aux limites. Nous allons présenter trois méthodes qu'on appelle méthode 1J, 2J ou JA selon le nombre et le type de capteurs employées. Toutefois, ces méthodes demandent trois hypothèses : (a) les tiges sont linéairement élastiques, (b) la contrainte est uniforme dans toute la section transversale, et (c) la vitesse de propagation de l'onde ne dépend pas de la fréquence (**Bacon, 1993**).

#### III.1.1. Méthode 1J

**Park et Zhou (1999)** ont présenté une méthode simple pour le découplage des ondes se propageant dans une tige élastique de section uniforme. Cette méthode demande la connaissance, en un point  $x_a$  le long des tiges, de la déformation  $\varepsilon_A(t)$  entraînée par le passage de l'onde  $u(x,t)$ . Toutefois certaines

conditions doivent être respectées. En effet, pour l'application de cette méthode les efforts extérieurs le long des tiges sont supposés nuls (aussi bien que les effets de dispersion) et de plus, les conditions aux limites dans l'extrémité heurtée des tiges doivent être bien maîtrisées. En outre, la longueur de l'onde de compression  $u(x,t)$  entraînée par l'impact doit être inférieure à deux fois la distance entre le point de mesure  $x_a$  et la pointe  $x=L_t$  (c.à.d. :  $\mu c_t < 2(L_t - x_a)c_t^{-1}$  ;  $\mu$  étant la durée de l'onde). Sous ces hypothèses, le découplage se fait d'après l'algorithme décrit dans l'équation 3-6.

$$\varepsilon_f(\xi_a) = \begin{cases} \varepsilon_A(\xi_a + t_a) & \forall \xi_a \leq T - 2t_a \\ 0 & \forall T - 2t_a < \xi_a \leq T \\ -\varepsilon_g(\xi_a) & \forall \xi_a > T \end{cases} \quad \text{équation 3-6}$$

$$\varepsilon_g(\eta_a) = \begin{cases} 0 & \forall \eta_a \leq T \\ \varepsilon_A(\eta_a - t_a) & \forall T < \eta_a \leq T + 2t_a \\ \varepsilon_g(\eta_a - 2t_a) + \varepsilon_A(\eta_a - t_a) & \forall \eta_a > T + 2t_a \end{cases}$$

avec  $t_a = x_a/c_t$  et  $T = 2L_t/c_t$ .

Cette méthode est théoriquement juste si les hypothèses de base sont vérifiées. Toutefois, son application est difficilement réalisable pour le cas du battage pénétrométrique. Les conditions aux limites sont en effet difficilement maîtrisables lors du battage (effets de dispersion, frottement latéral, interactions du train de tiges avec l'enclume,...).

### III.1.2. Méthode 2J

Cette méthode a été présentée par **Lundberg et Henchoz (1977)** sous le nom de two point strain measurement, dite ici méthode 2J. Toutefois, le même procédé a été utilisé en 1978 par **Yanagihara** pour l'étude de la force d'impact lors des essais à l'aide de la barre de Hopkinson. Dans cette méthode deux enregistrements extensométriques sont effectués le long des tiges à l'aide des jauges de déformation. Les capteurs sont collés dans deux points différents  $x_a$  et  $x_b$  ( $x_a < x_b$ ), et après chaque impact on obtient les signaux de déformation  $\varepsilon_A(t)$  et  $\varepsilon_B(t)$  :

$$\varepsilon_A(t) = \varepsilon_f(\xi_a) + \varepsilon_g(\eta_a) \quad (a)$$

$$\varepsilon_B(t) = \varepsilon_f(\xi_b) + \varepsilon_g(\eta_b) \quad (b)$$

équation 3-7

avec  $\xi_a = (t - x_a/c_t)$ ,  $\eta_a = (t + x_a/c_t)$ ,  $\xi_b = (t - x_b/c_t)$  et  $\eta_b = (t + x_b/c_t)$ . Le découplage des ondes descendantes  $\varepsilon_f(\xi)$  et remontantes  $\varepsilon_g(\eta)$  pour le point de mesure  $x_a$  se fait par le biais d'un procédé itératif à partir des enregistrements  $\varepsilon_A(t)$  et  $\varepsilon_B(t)$  (cf. équation 3-8).

La solution obtenue par le biais de cette méthode est théoriquement juste et peut être appliquée pour diverses vitesses d'impact. En outre cette méthode a rencontré de nouvelles applications pour la prévision de la propagation de l'onde dans des tiges d'impédance variable (**Karlsson et al. 1989, Carlsson et al. 1990**). De plus, cette technique a été largement employée pour les études de comportement de matériaux à l'aide de la tige de Hopkinson (**Gama et al, 2004**).

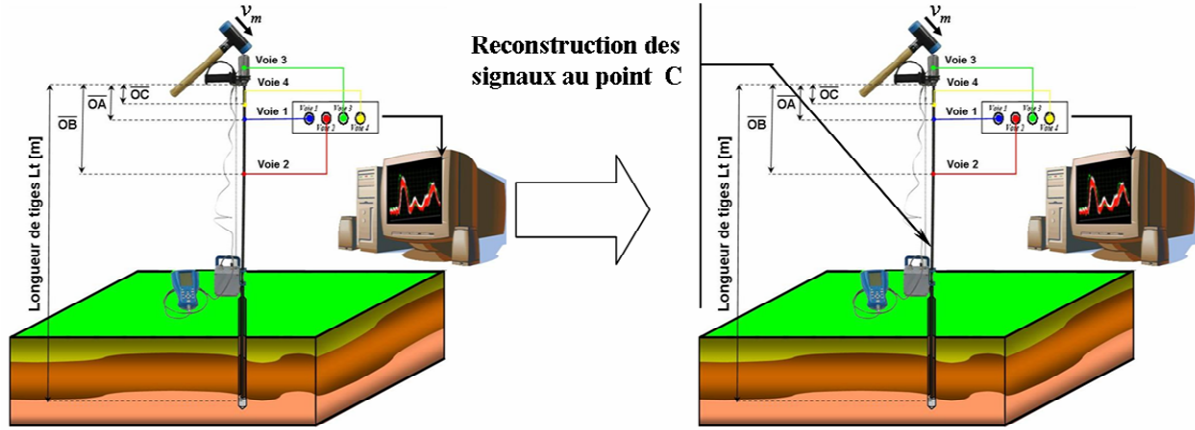


Figure 3-4 : schéma de découplage et reconstruction d'ondes.

$$\varepsilon_f(\xi_a) = \begin{cases} \varepsilon_A(\xi_a + t_a) & \forall \xi_a \leq T - 2t_a \\ \varepsilon_f(\xi_a + 2t_a - 2t_b) + \varepsilon_A(\xi_a + t_a) - \varepsilon_B(\xi_a + 2t_a - t_b) & \forall T - 2t_a < \xi_a \end{cases}$$

$$\varepsilon_g(\eta_a) = \begin{cases} 0 & \forall \eta_a \leq T \\ \varepsilon_f(\eta_a - 2t_a) + \varepsilon_A(\eta_a - t_a) & \forall T < \eta_a \end{cases} \quad \text{équation 3-8}$$

avec  $t_a = x_a/c_t$ ,  $t_b = x_b/c_t$  et  $T = 2L_t/c_t$ .

Néanmoins, cette méthode est seulement valide si les effets de dispersion de l'onde peuvent être négligés (**Lundberg et Henchoz, 1977**). Ceci est le cas lorsque le diamètre de tige est faible et le temps d'enregistrement est court ou simplement quand des efforts extérieurs (frottement latéral) sont appliqués sur les tiges. Toutefois, **Zhao et Gary (1997)** proposent des modifications pour prendre en compte les effets de la dispersion de l'onde. En outre, l'application pratique de cette méthode doit se faire avec beaucoup d'attention, car elle est fortement sensible au bruit électrique et parce que la solution est obtenue de manière récursive. Ainsi, à chaque itération, l'erreur de mesure sera ajoutée dans les prédictions et l'erreur sera amplifiée (**Chiang, 2004**).

### III.1.3. Méthode JA

La manière la plus simple pour découpler les ondes descendantes  $\varepsilon_f(\xi)$  et les ondes remontantes  $\varepsilon_g(\eta)$  consiste à mesurer dans un point  $x_a$  le long des tiges la déformation  $\varepsilon_A(t)$  et la vitesse particulière  $v_A(t)$  entraînées par le passage de l'onde  $u(x,t)$ . Pour ce faire, l'utilisation d'une jauge de contrainte et d'un accéléromètre est nécessaire (**Casem et al. 2003 ; Jung et Park, 2005**). On enregistre ainsi les signaux :

$$\varepsilon_A(t) = \varepsilon_f(\xi_a) + \varepsilon_g(\eta_a) \quad (a) \quad \text{équation 3-9}$$

$$v_A(t) = v_f(\xi_a) + v_g(\eta_a) \quad (b)$$

avec  $\xi_a = (t - x_a/c_t)$  et  $\eta_a = (t + x_a/c_t)$

Le découplage des ondes  $\varepsilon_f(\xi)$  et  $\varepsilon_g(\eta)$  se fait par l'intermédiaire des expressions suivantes :

$$\varepsilon_f(\xi_a) = \frac{1}{2} \left[ \varepsilon_A(t) - \frac{v_A(t)}{c_t} \right] \quad (a)$$

équation 3-10

$$\varepsilon_g(\eta_a) = \frac{1}{2} \left[ \varepsilon_A(t) + \frac{v_A(t)}{c_t} \right] \quad (b)$$

La solution obtenue par le biais de cette méthode est assez précise et aucune condition aux limites ne doit être vérifiée. En effet, cette technique de découplage des ondes est très utilisée lors des essais de chargement dynamique de pieux.

D'autres méthodes considérant encore plus de capteurs ont été développées (*Othman et al., 2001*). Toutefois, dans notre travail nous nous sommes intéressé particulièrement aux techniques classiques, exposées ci-avant, et où le nombre de capteurs à utiliser est au maximum de 2. Nous n'avons pas considéré la méthode utilisant une seule mesure de déformation, car la reproduction in situ des conditions nécessaires pour respecter les hypothèses de base n'est pas simple, notamment le fait de trouver un marteau qui entraîne dans le pénétromètre une onde de longueur  $2L_t/c_t$ , avec  $L_t < 1,0\text{m}$ . En outre, même s'il était possible de le faire, une onde mécanique d'une telle longueur ne suffirait pas pour l'enfoncement de la pointe en grande profondeur (*Gonin, 1998*).

### III.2. Reconstruction des signaux

La connaissance des signaux  $\varepsilon_a(t)$  et  $v_a(t)$  pour un point  $x_a$  le long de tiges permet la reconstruction des signaux de déformation  $\varepsilon_c(t)$ , de force  $F_c(t)$  et de vitesse particulière  $v_c(t)$  pour tout point  $x_c$  situé en dessous du point de mesure  $x_a$ . Pour cela nous supposons que les efforts extérieurs (frottement latéral) sont nuls entre les points  $x_a$  et  $x_c$ . Ainsi, si la section des tiges entre ces deux points est homogène et d'impédance uniforme (cf. figure 3-5.a), la reconstruction des signaux  $F_c(t)$  et  $v_c(t)$  se fait selon :

$$F_c(t) = \frac{E_t A_t}{2} [\varepsilon_A(t + \Delta t_{ac}) + \varepsilon_A(t - \Delta t_{ac})] + \frac{1}{2} Z_t [v_A(t + \Delta t_{ac}) - v_A(t - \Delta t_{ac})] \quad (a)$$

équation 3-11

$$v_c(t) = \frac{1}{2} [v_A(t + \Delta t_{ac}) + v_A(t - \Delta t_{ac})] + \left( \frac{E_t A_t}{2 Z_t} \right) [\varepsilon_A(t + \Delta t_{ac}) - \varepsilon_A(t - \Delta t_{ac})] \quad (b)$$

avec  $\Delta t_{ac} = (x_c - x_a)/c_t$ . Le déplacement  $d_c(t)$  du point  $x_c$  est obtenu par dérivation du signal  $v_c(t)$ .

Plus récemment, *Karlsson et al. (1989)* et *Carlsson et al. (1990)* ont présenté une méthodologie de calcul pour le cas où l'impédance des tiges entre le point de mesure  $x_a$  et celui pour lequel on veut reconstruire les signaux n'est pas uniforme (cf. figure 3-5). La technique a été obtenue à partir de la méthode de découplage des ondes proposée par *Lundberg et Henchoz (1977)* et elle a été employée, dans le domaine

de percussion de roches, pour déterminer les signaux de force et de pénétration à l'interface trépan - roche. D'après cette technique, si la géométrie et la distance entre les plans d'impact sont connues, la force et la vitesse à l'extrémité droite peuvent être calculées.

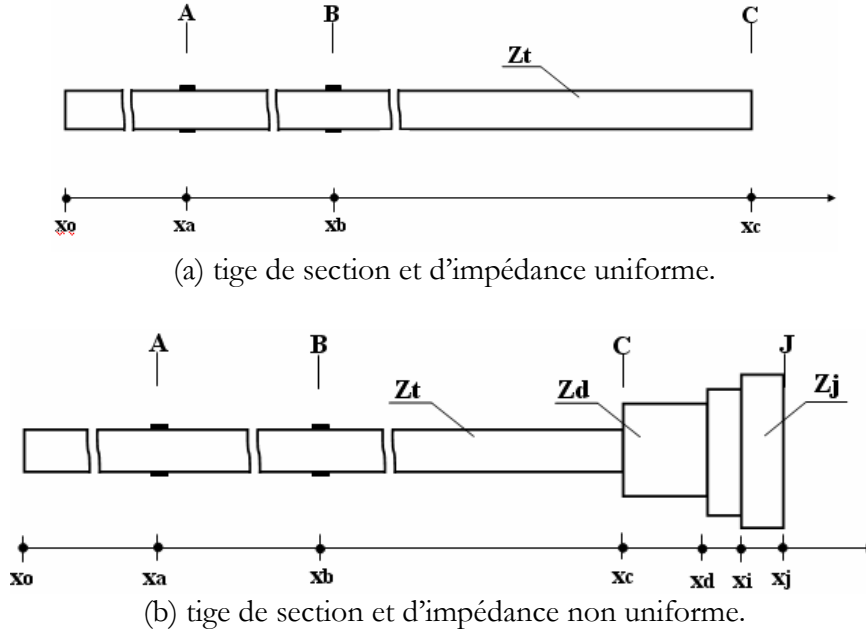


Figure 3-5.

La technique consiste ainsi à calculer les signaux de force  $F_c(t)$  et de vitesse  $v_c(t)$  en chaque point de changement d'impédance, caractérisés par des valeurs d'impédance mécanique  $Z_i$  différents, avec  $i=1, \dots, j$ , par l'intermédiaire des expressions :

$$F_N(t) = \frac{1}{2} \left[ F_{N-1}(t + \Delta t_{n-(n-1)}) + F_{N-1}(t - \Delta t_{n-(n-1)}) \right] \dots$$

$$+ \frac{1}{2} Z_n \left[ v_{N-1}(t + \Delta t_{n-(n-1)}) - v_{N-1}(t - \Delta t_{n-(n-1)}) \right]$$

équation 3-12

$$v_N(t) = \frac{1}{2} \left[ v_{N-1}(t + \Delta t_{n-(n-1)}) + v_{N-1}(t - \Delta t_{n-(n-1)}) \right] \dots$$

$$+ \left( \frac{1}{2Z_n} \right) \left[ F_{N-1}(t + \Delta t_{n-(n-1)}) - F_{N-1}(t - \Delta t_{n-(n-1)}) \right]$$

$$\text{avec } \Delta t_{n-(n-1)} = (x_{n-1} - x_n)/c_n, \text{ et } Z_n = E_n A_n / c_n.$$

Cette méthode possède l'avantage d'être applicable pour une palette étendue de vitesses d'impact et les forces et vitesses obtenues sont exactes du point de vue théorique (Carlsson *et al.*, 1990). En outre, il n'y a pas de limitation pour la géométrie le long de tiges. Toutefois, lorsqu'on utilise la méthode de découplage de Lundberg et Henchoz, les jauges de déformation doivent être collées dans des sections où les ondes sont le plus uniformes possibles (Elias, 2002).

### III.3. Validation expérimentale - numérique

Une approche expérimentale-numérique est retenue ici pour étudier les techniques de découplage et de reconstruction des signaux décrites ci-dessus. L'approche expérimentale est menée à l'aide d'expériences simples. L'objectif principal est de vérifier la validité du découplage d'ondes  $\varepsilon_f(\xi)$  et  $\varepsilon_g(\eta)$  et des signaux reconstruits à partir de deux mesures de déformation. Quant à la simulation numérique, son objectif est de vérifier, à partir de la simulation du battage, la validité des signaux de force, vitesse et enfoncement reconstruits pour la pointe à partir des enregistrements effectués en surface dans divers cas de figure. De manière générale, ces validations consistent non seulement à comparer les signaux calculés avec ceux mesurés, mais également à vérifier les limites d'application de chacune des techniques de découplage au cas du battage pénétrométrique.

#### III.3.1. Validation expérimentale – simulation du battage

Comme nous l'avons indiqué, l'objectif de ces expériences est de vérifier par comparaison de signaux la validité du signal de déplacement reconstruit à partir des ondes élémentaires  $\varepsilon_f(\xi)$  et  $\varepsilon_g(\eta)$  découplées à partir de deux mesures de déformation.

##### a. Description

Le principe consiste à mesurer, juste après l'impact, la déformation engendrée par le passage de l'onde  $u(x,t)$  en deux points  $x_a$  et  $x_b$  le long des tiges et en même temps de mesurer le déplacement entraîné en un point  $x_c$  situé vers la pointe, puis à comparer le signal de déplacement calculé (à partir de deux mesures de déformation) et celui mesuré. Dans ce but, le pénétromètre a été installé horizontalement et la longueur des tiges a été de 4,85m. L'ensemble repose sur des rouleaux à billes permettant de maintenir l'horizontalité des tiges au cours du battage d'une part et de s'affranchir des efforts de frottement d'autre part. Le battage a été effectué à l'aide d'un pendule à choc permettant ainsi de maîtriser la vitesse d'impact et donc l'énergie de battage. Quant aux conditions aux limites de l'essai, outre l'horizontalité du système, l'extrémité inférieure du pénétromètre se trouve libre et la course maximale en déplacement est de 0,10m (cf. figure 3-6).

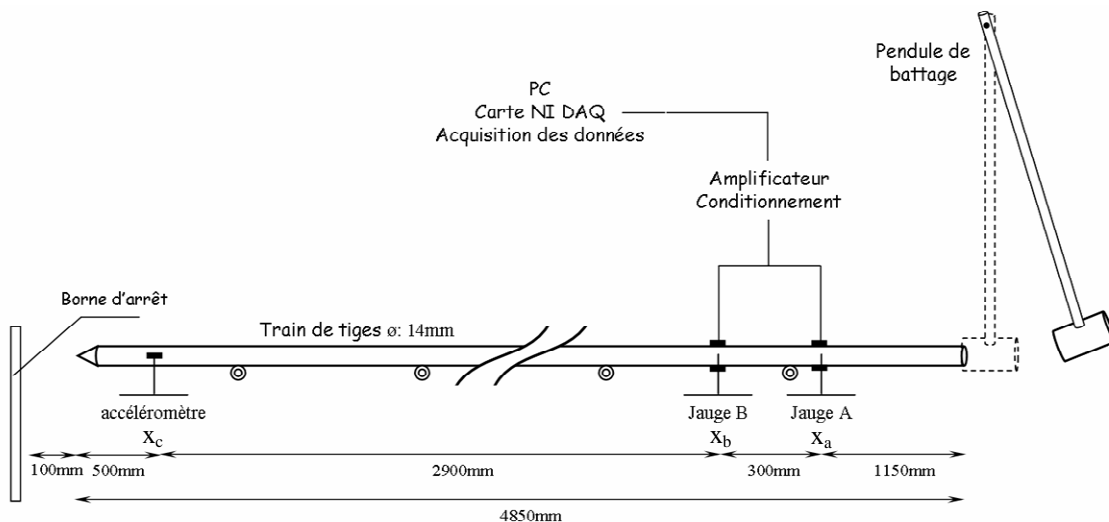


Figure 3-6 : Validation du découplage des ondes et reconstruction des signaux par le biais de la méthode 2J.  
Principe d'essais de battage en laboratoire.

### b. Résultats : reconstruction des signaux de déplacement

Nous avons enregistré une série de dix impacts où la vitesse du marteau au moment du choc a été de  $5,2\text{ms}^{-1}$ . Les mesures de déformation sont effectuées à l'aide de jauges de déformation en deux points d'abscisses  $x_a$  : 1,15m et  $x_b$  : 1,45m. En utilisant un accéléromètre piézoélectrique ultra-miniature, une mesure de déplacement (obtenue par double intégration) est effectuée chaque fois au point d'abscisse  $x_c$  : 4,35m. Les mesures ont été enregistrées à une fréquence d'échantillonnage de 250kHz et sur une durée de 10ms juste après l'impact. Pour éliminer le bruit de fond, les signaux ont été filtrés par le biais d'une moyenne glissante à fréquence de 10kHz.

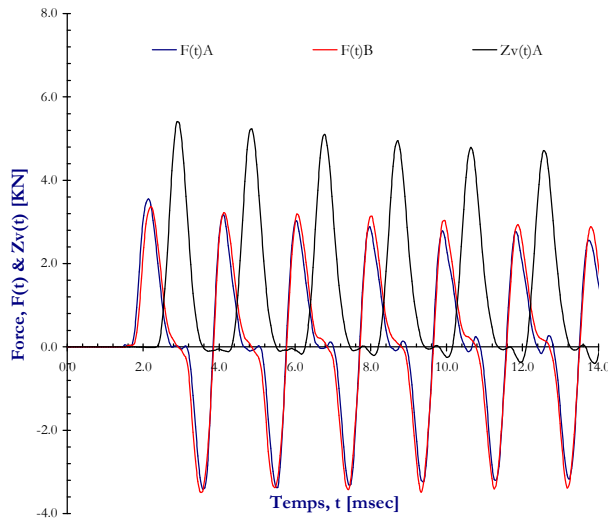
La figure 3-7.a est un exemple des signaux enregistrés aux points de mesure  $x_a$ ,  $x_b$  et  $x_c$  pour un des événements contrôlés. Sur la figure, le signal de vitesse  $v(t)_A$  est exprimé en termes de force  $Z_t v(t)_A$ , (où  $Z_t$  est l'impédance mécanique des tiges). On peut remarquer sur ces signaux un amortissement faible de l'onde en fonction du temps. Celui-ci peut être la conséquence du raccordement entre les tiges et des changements d'impédance ayant lieu en ces points, ou bien entraîné par des efforts de frottement pouvant avoir lieu dans les points de contact tige/rouleaux (cf. figure 2-10). Toutefois, l'amortissement reste faible et donc par la suite négligeable. Ceci est une considération importante, car la méthode de découplage 2J prend comme hypothèse de base l'élasticité des tiges et l'inexistence d'amortissement de l'onde (**Lundberg et Henchoz, 1977**).

En outre, au cours de l'analyse des signaux enregistrés, nous avons identifié la présence importante de bruit de fond sur les mesures des déformations. Comme il a été indiqué dans le paragraphe III.1.2, ces bruits peuvent introduire des erreurs dans les estimations qui seront par la suite amplifiées. En effet, nous avons vérifié la grande dispersion des résultats obtenus dans les calculs effectués. Ces erreurs sont variables et peuvent aller de 5% jusqu'à 25%, voire plus. On expose ici ces deux cas de figure. Ainsi sur la Figure 3-7.c on peut remarquer la bonne correspondance entre le signal calculé et celui mesuré. Dans ce cas l'erreur reste faible ( $< 5\%$ ). A contrario, le signal exposé sur la figure 3-7.d diverge clairement par rapport au signal mesuré. L'erreur est ici de l'ordre de 23% à la fin de la mesure. Ces erreurs peuvent être liées, outre le bruit de fond contenu dans les signaux, à l'amortissement de l'onde à l'intérieur du train de tiges, notamment dans les raccordements.

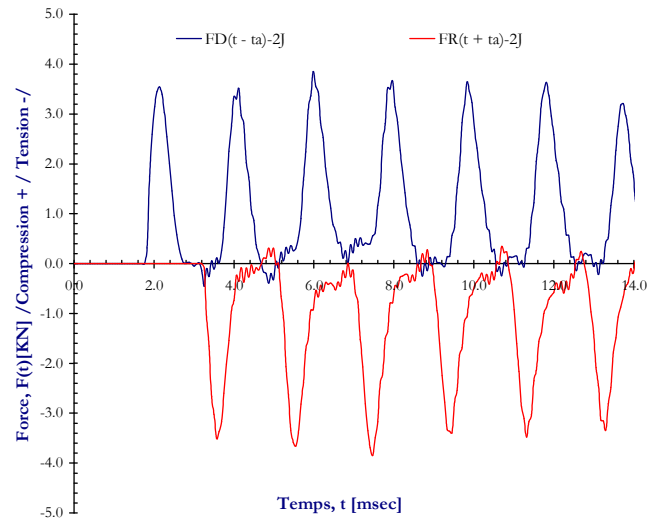
Dans la pratique, l'application de la méthode de découplage et reconstruction basée sur deux mesures de déformation (2J) semblerait difficile à mettre en œuvre, notamment parce que :

- la méthode de découplage 2J est très sensible au bruit car les signaux de vitesse (ou déplacement) sont dérivés par le biais d'une méthode itérative et en même temps récursive (cf. équation 3-8 et équation 3-11). Il a été possible de remarquer que le bruit est amplifié pour les calculs de vitesse et de déformation. De plus, le calcul du déplacement diverge rapidement en présence de bruit dans les signaux. En effet, **Bussac et al. (2001)** ont montré que ce dernier effet est la conséquence d'une mesure imparfaite du zéro électrique, théoriquement associé dans les jauges à une déformation nulle ;
- le bruit ne peut pas être complètement éliminé par le biais de filtres simples comme celui utilisé ici ou même à l'aide de filtres plus complexes car les signaux  $\varepsilon_A(t)$  et  $\varepsilon_B(t)$  contiennent eux-mêmes des composantes de haute fréquence engendrées par les réflexions ayant lieu dans un corps élastique tel qu'une tige en acier (**Chiang et Elias, 2000**).

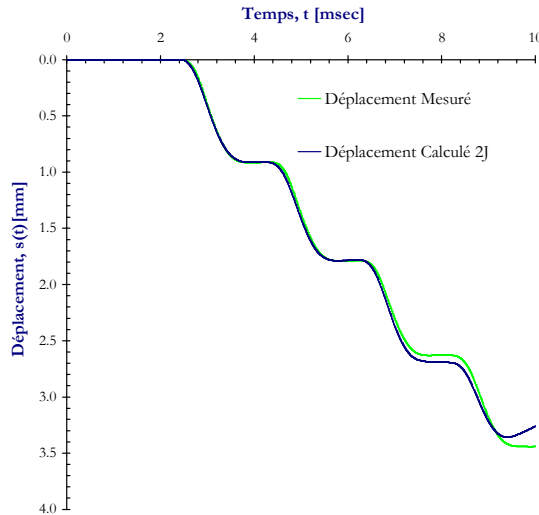




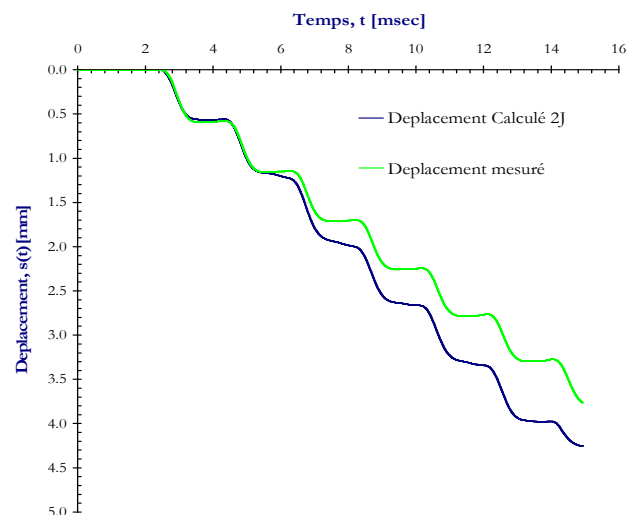
(a) Signaux des forces mesurés en deux points  $x_a$  et  $x_b$  et signal de vitesse mesuré au point  $x_c$ .



(b) Ondes descendantes et remontantes découplées avec la méthode 2J à partir de deux mesures de déformation.



(c) Comparaison des déplacements mesurés par le biais de l'accéléromètre et calculés à partir de deux mesures de déformation.



(d) Comparaison des déplacements mesurés par le biais de l'accéléromètre et calculés à partir de deux mesures de déformation.

Figure 3-7 : Résultats expérimentaux – Validation du découplage des ondes et reconstruction des signaux par le biais de la méthode 2J.

### III.3.2. Validation numérique – application au cas du pénétromètre

La modélisation et la simulation du battage sont réalisées à l'aide du code PFC<sup>2D</sup>. En effet, outre la simplicité de modélisation et de simulation offerte par le code, l'intérêt d'employer une telle approche vient du fait de pouvoir enregistrer les historiques  $F(t)$ ,  $v(t)$ ,  $s(t)$ ,... pour chaque élément composant le modèle et de leurs contacts tout au long de la simulation, permettant ainsi de vérifier les calculs à partir des comparatifs entre les signaux mesurés et ceux calculés pour un point  $x_c$  le long de tiges. L'objectif est donc de vérifier la validité des signaux reconstruits pour la pointe (force, vitesse et enfoncement) à

partir des enregistrements effectués en surface dans divers cas de figure. Le découplage des ondes est réalisé par le biais des méthodes décrites aux paragraphes III.1.3 et III.1.2.

### a. Description

Le pénétromètre est modélisé par un système discret billes/ressorts/amortisseurs, dont le coefficient d'amortissement visqueux reste faible (0,5%). Les efforts de frottement le long des tiges sont négligés et la longueur  $L_i$  des tiges employées est variable ( $L_i=1, 2, 4$  et  $6m$ ). Les paramètres physiques et mécaniques sont ceux de l'acier (cf. chapitre 2, paragraphe IV.2). En outre, l'interaction à la pointe est conçue par un contact bille/parois, la loi de contact retenue étant du type élastoplastique parfait avec un coefficient de frottement de 0,75. La section transversale de la pointe est de  $4cm^2$  (cf. figure 3-8.a).

Initialement, l'ensemble est soumis à la force de la pesanteur. L'arrivée à l'état d'équilibre est déterminée à partir de l'histoire de la force d'équilibre en fonction du nombre de pas de calcul. Ainsi le contact se trouve compressé sous une force égale à  $mg$ ,  $m$  étant la masse du pénétromètre. Quant aux conditions aux limites, outre l'alignement vertical des billes composant le pénétromètre, la rotation des éléments est interdite et une liaison de contact à l'interface tête de battage/train de tiges est introduite.

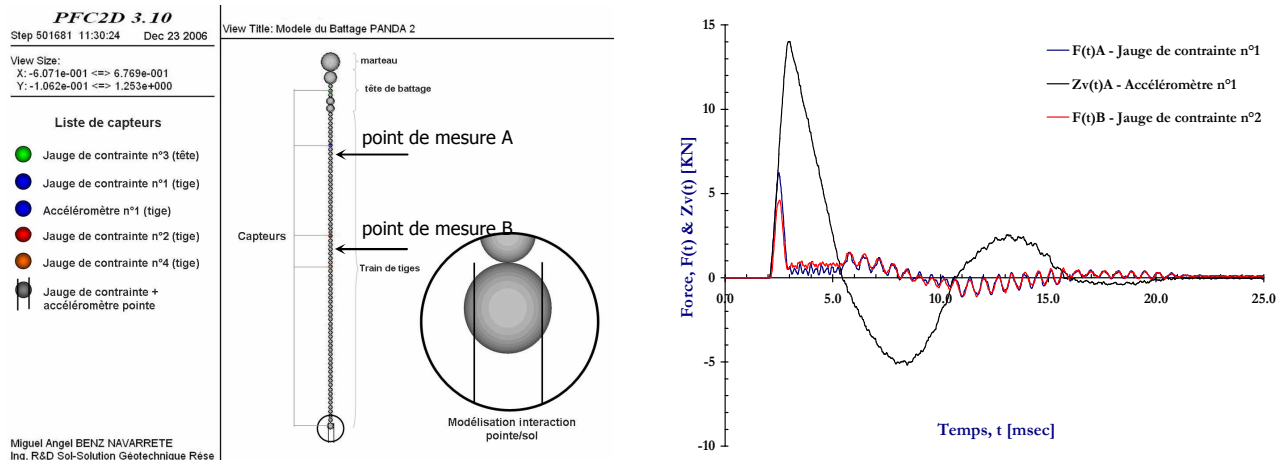
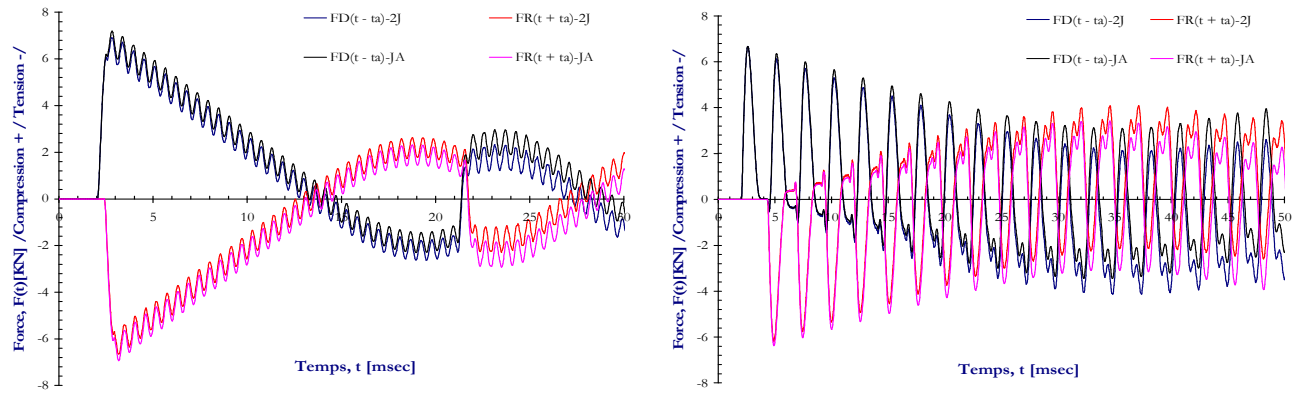


Figure 3-8 : (a) Schéma du modèle numérique, (b) exemple d'enregistrements effectués aux points A et B.

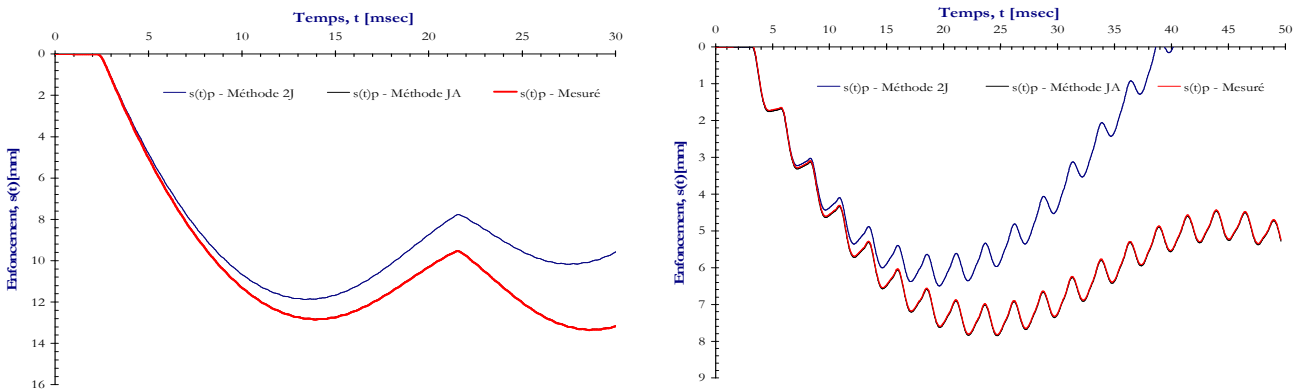
Les simulations du battage sont faites pour diverses valeurs de résistance ultime, ou résistance de pointe,  $R_u$  (avec  $R_u=1, 2, 4, 8, 10 MPa$ ). Divers capteurs ont été installés le long du pénétromètre permettant l'enregistrement des signaux  $F(t)$ ,  $v(t)$  et  $s(t)$ , dont la fréquence d'échantillonnage est de 500Khz. A la fin de chaque simulation on récupère les enregistrements  $F(t)$  et  $v(t)$  pour les points de mesures A et B, placés vers la tête de battage et distants de 0,30m l'un de l'autre (cf. figure 3-8.b).

### b. Résultats : reconstruction des signaux pour la pointe

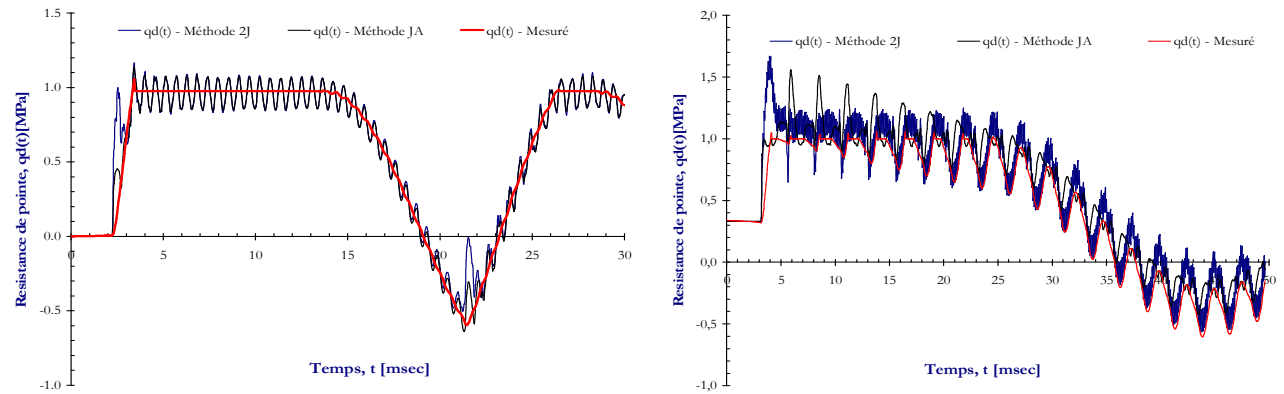
Les signaux obtenus dans les cas où la résistance ultime du sol  $R_u$  est de 1MPa et 10MPa sont ici représentés (cf. figure 3-9 et 3-10). Pour chacun des cas, on expose les résultats obtenus en utilisant une longueur de tiges de 1m et 6m respectivement. La comparaison entre les ondes descendantes  $F_d(\xi)$  et les ondes remontantes  $F_g(\eta)$  découplées suivant les méthodes avec deux jauges (2J) et avec une jauge plus un accéléromètre (JA) est affichée sur les figure 3-9.a et 3-10.a.



(a) Ondes descendantes et remontantes pour  $L_t$ : 1,0m (gauche) et  $L_t$ : 6,0m (droite).



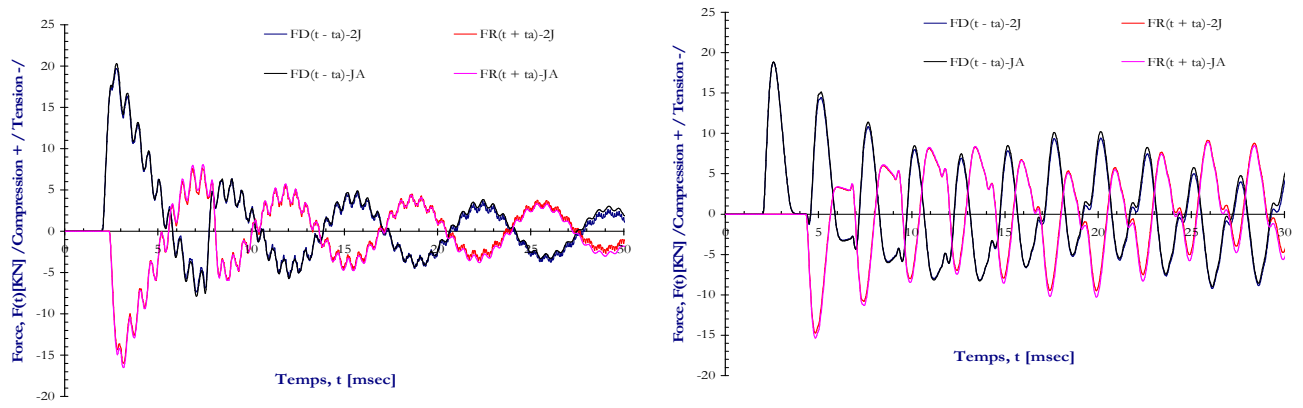
(b) signaux d'enfoncement de la pointe pour  $L_t$ : 1,0m (gauche) et  $L_t$ : 6,0m (droite).



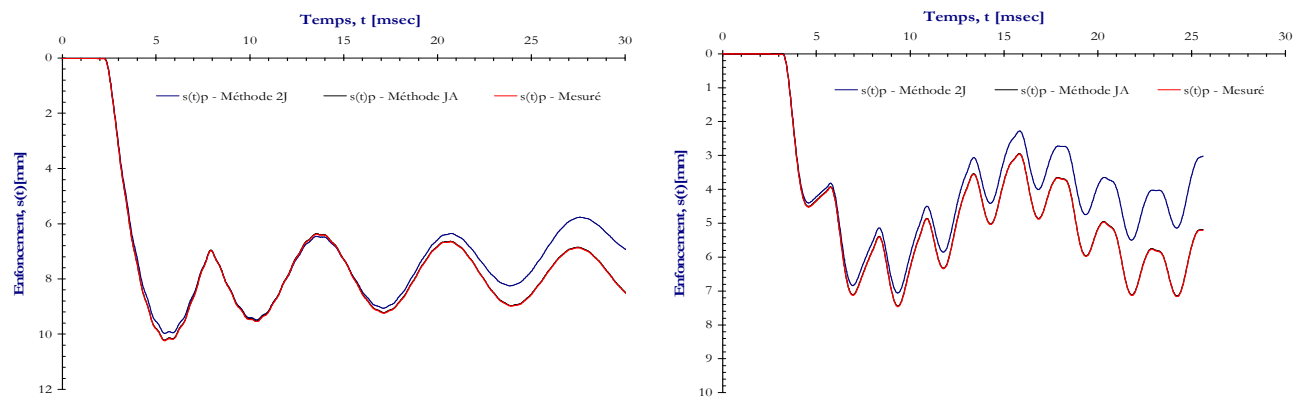
(c) signaux de résistance de pointe pour  $L_t$ : 1,0m (gauche) et  $L_t$ : 6,0m (droite).

Figure 3-9 : Validation numérique à l'aide de PFC2D.  $R_u=1\text{MPa}$ .

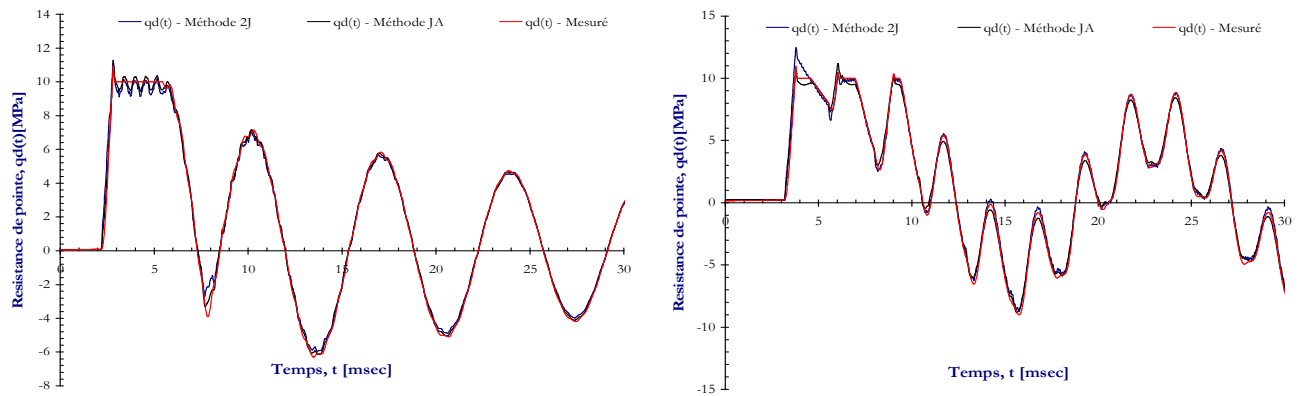
Lorsque la résistance de pointe  $R_u$  est faible on peut constater que le découplage avec la méthode 2J diffère rapidement. Dans ces cas, l'impact entraîne un grand déplacement de la pointe, à grande vitesse d'enfoncement et dans un intervalle de temps également important. Ceci augmente la dispersion de l'onde et l'algorithme de découplage introduit des erreurs dans les calculs, comme indiqué par **Zhao et Gary (1997)**.



(a) Ondes descendantes et remontantes pour  $L_t$  : 1,0m (gauche) et  $L_t$  : 6,0m (droite).



(b) signaux d'enfoncement de la pointe pour  $L_t$  : 1,0m (gauche) et  $L_t$  : 6,0m (droite).



(c) signaux de résistance de pointe pour  $L_t$  : 1,0m (gauche) et  $L_t$  : 6,0m (droite).

Figure 3-10 : Validation numérique à l'aide de PFC2D.  $R_u=10\text{MPa}$ .

Comme il a été indiqué, la méthode 2J utilise un algorithme par itérations successives à partir des valeurs déjà calculées aux temps précédents et donc les erreurs introduites sont sommées chaque fois. Ces erreurs limitent l'étendue du temps pour lequel les estimations sont faites avec une exactitude satisfaisante (**Lundberg et Henchoz, 1977**). Sur la figure 3-9.b et la figure 3-10.b on présente les signaux d'enfoncement  $s(t)_p$  calculés à partir des ondes découplées et le signal mesuré directement par PFC2D. Ainsi, tandis que le signal calculé par le biais de la méthode JA reste bien couplé au signal mesuré, le

signal estimé à partir de la méthode 2J diffère de manière croissante en fonction du temps (cf. figure 3-9.b). Cette divergence devient moins significative lorsque la résistance de pointe est plus importante (cf. figure 3-10.b).

Les figure 3-9.c et figure 3-10.c montrent la comparaison des signaux de résistance à l'enfoncement  $qd(t)$  pendant la durée de l'impact. De manière générale, on constate la bonne correspondance entre les signaux calculés et ceux mesurés. En outre, il est possible de remarquer que les dispersions présentes dans les signaux d'enfoncement obtenus par le biais de la méthode 2J sont moins importantes. En effet dans les signaux d'enfoncement obtenus par l'intégration du signal de vitesse, les erreurs de calcul sont cumulatives et donc amplifiées en fonction du temps (cf. figure 3-9.b et figure 3-10.b). Quant aux signaux  $qd(t)$  calculés avec la méthode JA, on peut vérifier à nouveau la bonne correspondance avec les signaux mesurés.

De manière générale les simulations numériques nous ont permis de vérifier l'exactitude des calculs effectués à l'aide de la méthode JA. Dans tous les cas étudiés les signaux de résistance de pointe  $qd(t)$  ainsi que les signaux d'enfoncement  $s(t)_p$  sont bien couplés aux signaux enregistrés directement au cours de l'impact (cf. figure 3-9 et figure 3-10). Ceci n'est pas le cas pour les estimations réalisées par le biais de la méthode 2J, où il a été possible de constater la divergence entre les signaux d'enfoncement  $s(t)_p$  calculés et ceux enregistrés. En outre, des erreurs sont introduites dans les calculs de la charge  $qd(t)$  en pointe. La dispersion de l'onde ainsi que le caractère itératif de l'algorithme de calcul sont retenus comme les principales sources d'erreur. Ainsi des erreurs maximales de 25% dans les estimations de  $s(t)_p$  et de l'ordre de 10% dans les cas de  $qd(t)$  sont constatées (lors d'essais expérimentaux à l'aide des barres d'Hopkinson, **Othman et al. (2001)** indiquent des erreurs dans les estimations de l'ordre de 22% sur  $s(t)_p$  et de 12% sur  $qd(t)$ ). Malgré cela, lors des premières 10ms d'enfoncement, il est possible de remarquer la bonne correspondance entre les signaux calculés et ceux mesurés.

Enfin, il est nécessaire de souligner que les effets tels que le frottement latéral, l'amortissement de l'onde, le bruit électrique dans les signaux des capteurs,... sont couramment négligés dans la pratique. Ceux-ci peuvent néanmoins engendrer une amplification des erreurs et donc une divergence dans les calculs effectués, notamment pour ceux réalisés à l'aide de la méthode 2J (**Chiang et Elias, 2000**).

### III.4. Conclusions

Dans cette partie nous avons montré que, connaissant les ondes descendantes  $\varepsilon_f(\xi)$  et les ondes remontantes  $\varepsilon_g(\eta)$ , la déformation, la contrainte, la vitesse matérielle et le déplacement sont déterminés en toute section le long de la tige (cf. équation 3-5). Toutefois, dans la pratique, la durée du chargement est plus grande que le temps que prend l'onde pour faire un cycle aller et retour dans les tiges. Ainsi ces ondes sont souvent superposées dans nos mesures (de déformation et/ou d'accélération). A titre d'exemple, dans la partie 2 nous avons caractérisé l'onde entraînée par l'impact en battage manuel avec le Panda 2, dont la durée d'impact est d'environ 1,6ms. Si la vitesse de propagation de l'onde  $c_t$  dans les tiges est de  $5200 \text{ ms}^{-1}$ , la longueur de tiges  $L_t$  nécessaire pour s'affranchir du chevauchement des ondes est donc d'environ 4m (ceci en supposant que la mesure est effectuée dans l'extrémité supérieure des tiges et qu'aucune force externe ne s'applique le long de celles-ci).

Dans les configurations où les ondes se superposent, le découplage de  $\varepsilon_f(\xi)$  et  $\varepsilon_g(\eta)$  s'avère nécessaire. Ainsi, nous avons présenté diverses techniques de découplage. Celles-ci diffèrent par le nombre de points de mesures (1, 2,...,n), par le type de capteurs employés (déformation, force, accélération,

vitesse, ...) et par les conditions aux limites nécessaires pour dériver les algorithmes de découplage. Parmi ces techniques, nous nous sommes intéressé particulièrement à celle utilisant deux points de mesure de déformation et à celle utilisant un point de mesure avec un enregistrement de déformation et un enregistrement de vitesse.

Pour vérifier si ces techniques sont applicables à notre problème, des simulations numériques du battage ont été réalisées à l'aide du code PFC2D. Lors des simulations, nous avons enregistré les signaux de déformation et de vitesse en deux points près de l'enclume permettant le découplage des ondes élémentaires  $\varepsilon_f(\xi)$  et  $\varepsilon_g(\eta)$ . Les signaux de déplacement  $s(t)_p$  et de contrainte  $qd(t)$  ont été calculés pour la pointe et ceux-ci ont été comparés aux signaux mesurés directement dans le code.

De manière générale, nous avons constaté la bonne correspondance des estimations effectuées à partir de la méthode qui utilise une mesure de déformation et une mesure de vitesse. En outre, nous avons constaté que l'application de la méthode utilisant deux mesures de déformation est influencée par des problèmes liés aux bruits électriques des signaux et au frottement latéral. De plus, cette technique est limitée aux premiers instants d'enfoncement de la pointe ( $\sim 20\text{ms}$ ), car elle diverge en grandes déformations à cause des problèmes de dissipation et d'amortissement de l'onde dans les tiges.

Ainsi, nous avons montré qu'il est possible d'obtenir les courbes charge-enfoncement pour la pointe à partir des mesures réalisées en surface. Toutefois, ces courbes sont une réponse globale de ce qui se passe au niveau de l'interaction pointe/sol au cours de l'enfoncement et donc leur interprétation et par conséquent leur exploitation ne sont pas aisés. Nous aborderons succinctement ces points dans le chapitre suivant.

#### IV. DETERMINATION DE LA RESISTANCE DE POINTE SOUS CHARGEMENT DYNAMIQUE

Un pénétromètre est un pieu en modèle réduit et depuis longtemps la théorie de l'essai de pénétration est une application de celle de la capacité portante de pieux sous conditions de chargement statique (cf. chapitre 1, paragraphe III.2.2). Toutefois, depuis quelques années les recherches sur la détermination de la capacité portante des pieux par des sollicitations dynamiques se sont développées (**Hussein, 2002**). L'intérêt pour cette méthode est important car elle est susceptible de remplacer l'essai de chargement statique (**Héritier et Paquet, 1986**).

Nous avons montré qu'en disposant d'une instrumentation adaptée, le suivi du battage, le découplage des ondes et l'estimation des signaux de contrainte et d'enfoncement en pointe (permettant dorénavant de tracer la courbe charge-pénétration dynamique) ne posent pas de problème particulier. Par contre, le comportement du sol soumis à la pénétration est mal connu. En effet, il s'agit d'un essai de chargement non homogène et le comportement du sol pendant l'impact est un sujet complexe compte-tenu de sa non linéarité. Ainsi, l'interprétation de la courbe charge-pénétration dynamique est une affaire complexe. Dans les modèles actuels, basés sur le modèle discret de **Smith (1962)**, le sol est considéré comme une des conditions aux limites et son comportement est représenté par l'intermédiaire d'un modèle rhéologique équivalent. Celui-ci est composé d'une partie statique et d'une partie dynamique.

##### IV.1. Dérivation de la résistance à partir des mesures dynamiques

Comme nous l'avons indiqué, la force et la vitesse des ondes qui se déplacent le long des tiges sont proportionnelles (cf. chapitre 2, paragraphe III.4). Toutefois, cette proportionnalité est satisfaite sous condition d'inexistence d'efforts extérieurs appliqués le long de tiges. Ceci n'est pas le cas d'un pénétromètre, où le sol agit sur les tiges en exerçant des efforts sur la pointe et éventuellement sur le fût. Ces efforts influent sur la force et la vitesse des ondes. Ainsi en considérant les efforts extérieurs pouvant exister le long des tiges, l'équation de propagation des ondes longitudinales devient :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - c_t^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{R(x,t)}{E_t A_t} \quad \text{équation 3-13}$$

avec

$R(x,t)$  : efforts de résistance extérieure appliqués le long des tiges (frottement latéral et résistance de pointe)

$E_t$  et  $A_t$  : module d'Young et section droite de tiges.

En comparant les signaux de force et de vitesse dans le cas où aucune force résistante n'existe le long des tiges et le cas réel, la différence représente la réaction du sol. La différence est donc le résultat des interactions des ondes et du sol le long des tiges. Dans cet esprit, les recherches développées au cours des années 1960 au sein du Case Western Reserve University ont fourni une méthode théorico-expérimentale pour l'estimation des efforts résistants opposés par le sol au battage à partir des mesures dynamiques réalisées lors d'un impact. Cette méthode est connue sous le nom de méthode CASE et elle s'appuie sur la base d'une analyse comparative des signaux (**Rausche et al. 1972 ; Goble et al. 1975**). Ainsi, pour la détermination des efforts résistants quelques hypothèses sont faites :

- les mesures de force  $F_A(t)$  et de vitesse  $v_A(t)$  en un point de mesure  $A$  sont disponibles ;

- le pieu est supposé élastique, homogène et de section uniforme ;
- l'enfoncement obtenu par coup est suffisant pour mobiliser entièrement les résistances du sol dans le fût et sous la pointe. On suppose ainsi une loi simple d'interaction sol-pieu rigide plastique (les frottements latéraux et la réaction sous la pointe sont entièrement mobilisés à l'arrivée de l'onde et restent constants).

Ainsi, la valeur de  $R(x,t)$  est calculée à partir d'une relation type « input-output ». Une onde de force compressive  $F_f(t)$  (onde descendante) est introduite dans les tiges par l'impact (input). Cette onde arrive à l'interface pointe-sol à l'instant  $t=t_o+c_t L_t$  où la relation suivante doit être satisfaite :

$$R(x,t) = F_f(t) + F_g(t) \quad \text{équation 3-14}$$

avec  $F_g(t)$  : onde de force remontante.

A l'instant  $t=t_o+2L_t c_t^{-1}$  l'onde  $F_g(t)$  passe par le point de mesure A (output). Les ondes  $F_f(t)$  et  $F_g(t)$  sont ainsi déterminées par l'intermédiaire des mesures  $F_A(t)$  et  $v_A(t)$  selon les relations suivantes :

$$\begin{aligned} F_f(t) &= \frac{1}{2} [F_A(t) + Z_t v_A(t)] \\ F_g(t) &= \frac{1}{2} [F_A(t) - Z_t v_A(t)] \end{aligned} \quad \text{équation 3-15}$$

avec  $Z_t$  : impédance mécanique des tiges.

La résistance opposée au battage  $R(x,t)$  est donc définie comme la résultante des ondes descendantes et remontantes se propageant dans les tiges dans l'intervalle de temps  $[t_o, t_o+2L_t c_t^{-1}]$  :

$$R(x,t) = \frac{1}{2} \left[ F_A(t_o) + F_A(t_o + 2 \frac{L_t}{c_t}) \right] + \frac{Z_t}{2} \left[ v_A(t_o) - v_A(t_o + 2 \frac{L_t}{c_t}) \right] \quad \text{équation 3-16}$$

Par ailleurs, dans la méthode CASE on suppose que la résistance totale  $R(x,t)$  opposée au battage agit totalement au niveau de la pointe, et donc que  $R(x,t) = R_p(t)$  avec  $R_p(t)$  la résistance en pointe. En outre, l'interprétation de la valeur  $R(x,t)$  n'est pas simple. Néanmoins, on peut supposer très intuitivement que la valeur de  $R(x,t)$  est la résultante de la superposition d'une composante statique  $R_s(x,t)$  et d'une composante dynamique  $R_d(x,t)$ , tous les deux mobilisées au cours de l'enfoncement.

$$R(x,t) = R_s(x,t) + R_d(x,t) \quad \text{équation 3-17}$$

La caractérisation de chacune de ces composantes est traitée succinctement ci-après.



## IV.2. Caractérisation des efforts résistants sous chargement dynamique

Les connaissances limitées sur la nature des phénomènes réellement mis en jeu à l'interface sol-pieu en cours de battage font que le problème n'est pas traité globalement mais que l'on considère séparément (*Cam-Meynard et Corté, 1984*) :

- les efforts résistants dépendant uniquement du déplacement (résistance statique);
- les efforts résistants dépendant eux, uniquement de la vitesse particulière (résistance dynamique).

### IV.2.1. Modélisation de la résistance statique

A l'heure actuelle la loi décrivant la relation effort-enfoncement sous chargement statique d'un pénétromètre est de type élastoplastique parfait (cf. figure 3-11.a). Ainsi sous chargement statique une phase réversible est développée dans un premier temps, le sol est comprimé élastiquement autour et sous la pointe. On admet qu'il n'y a pas de déplacement relatif du fût par rapport au sol et que la résistance  $R_{s_x}$  opposée est une fonction du déplacement  $x$ . Lorsque la charge est augmentée et la résistance limite  $R_u$  est dépassée, une phase d'écoulement plastique à résistance  $R_u$  constante a lieu et on considère qu'il y a glissement du pénétromètre par rapport au sol. L'enfoncement élastique, ou la déformation maximale qui peut avoir lieu élastiquement, est appelée « quake » et noté  $q$ . On remplace ainsi le comportement statique par un ressort dans un modèle rhéologique équivalent, dont la raideur est déduite de  $q$  et  $R_u$ . (cf. équation 3-18).

$$K = \frac{R_u}{q} \quad \text{équation 3-18}$$

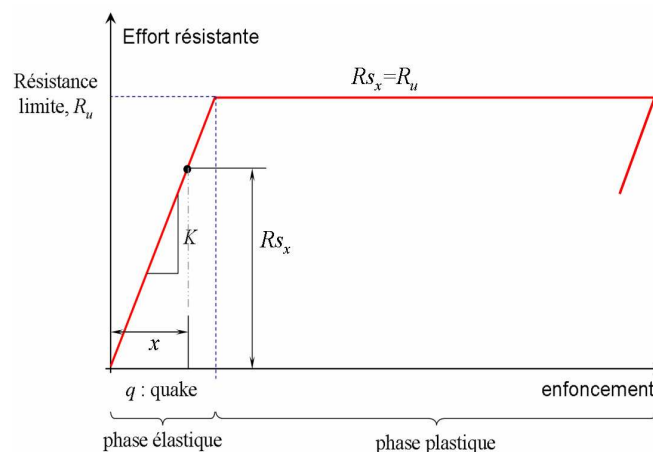


Figure 3-11 : Loi schématique de type élastoplastique parfait décrivant la mobilisation des efforts résistants du sol sous chargement statique du pénétromètre.

Smith propose dans un premier temps une valeur unique pour  $q$  ( $q : 2,54mm$ ), soit pour le frottement latéral, soit pour la résistance de pointe et ce, quels que soient la nature du sol et le périmètre du fût ou le diamètre de la pointe. Dans le tableau 3-1 on présente quelques valeurs recommandées pour la valeur de  $q$  en fonction du type de sol.

Type de sol	$q$ (mm)	$q$ (mm) - (pile type)
	<i>Forehand and Reese (1964)</i>	<i>GRLWeap (2003)</i>
- sable quartzreuse, sable et grave	2,50	2,50 -
- sable fin	3,80	2,50 -
- sable et argile ou loam	5,10	2,50 -
- limon et sable fin sous une couche dure.	5,10	---
- sable et grave sous une couche dure.	3,80	---
- sols sec ou très denses ou sols durs.	---	D/120 - (pieux battus, $\emptyset$ :D)
- sols submergés ou lâches ou mous.	---	D/60 - (pieux battus, $\emptyset$ :D)

Tableau 3-1 Valeurs empiriques recommandées pour le quake sous la pointe.

Plus récemment, **Zhou (1997)** et **Arbaoui (2003)** ont constaté des valeurs pour l'enfoncement élastique (quake) comprises entre 0, 5mm et 2,0mm pour la plupart des sols testés lors des essais de chargement statique à l'aide d'un pénétromètre. En effet, les valeurs du quake peuvent être déduites à partir de la théorie de capacité de charge à l'aide de la théorie de l'élasticité ou à partir des courbes de résistance de sol. Ainsi la valeur de  $q$  doit augmenter en fonction de la profondeur et doit être plus grande dans la base que dans le fût (**Charue, 2005**).

#### IV.2.2. Modélisation de la résistance dynamique

Dans un premier temps, Smith propose une interprétation très intuitive des effets de la vitesse de pénétration sur la résistance offerte par le sol au battage. Il remarque le fait que le sol offrira plus de résistance instantanée à un déplacement rapide qu'à un déplacement lent. Un terme d'amortissement visqueux  $J_s(s/m)$ , dit facteur d'amortissement de Smith, proportionnel à la vitesse est ainsi ajouté. Celui-ci est également proportionnel à la résistance statique  $R_s$  (cf. équation 3-19.a).

- modèle simple de Smith (a)  $R_d = |R_s| J_s v$

- modèle de Coyle et al. 1970. (b)  $R_d = |R_s| J_N v^N$  équation 3-19

- modèle Case (Goble et al. 1975) (b)  $R_d = Z_p J_c v_p$

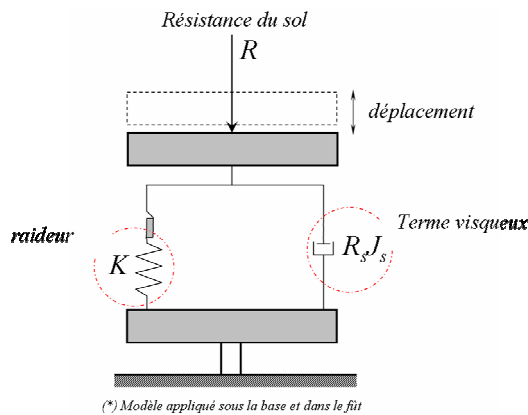
**Coyle et Gibson (1970)** ont remarqué que les paramètres d'amortissement du modèle de Smith varient avec la vitesse d'enfoncement ( $J_s$  diminue lorsque la vitesse augmente). Ainsi les auteurs proposent une modification au modèle de Smith en considérant une relation non linéaire entre la résistance visqueuse et la vitesse (cf. équation 3-19.b). Toutefois, **Gibson et Coyle (1968)** montrent (pour l'intervalle de vitesses de 0,3 à 1,8ms<sup>-1</sup>) que l'approche de Smith est acceptable pour la résistance en pointe et proposent des modifications pour les paramètres de résistance de fût. Quelques valeurs pour les constantes d'amortissement pour l'équation 3-19.b sont exposées dans le tableau 3-2.

Nature du sol	Constante d'amortissement (cas $N=1$ )		Nature du sol	Constante d'amortissement (cas $N \neq 1$ )			
	fût	pointe		fût		pointe	
	(s/m)	(s/m)		(s/m) <sup>N</sup>	N	(s/m) <sup>N</sup>	N
Argiles	0 - 2,4	0,01 - 0,87	Argiles	1,34 - 4,11	0,17 - 0,57	0,68 - 1,99	0,17 - 0,37
Sables	0,17 - 0,5	0,33 - 0,5	Sables	1,02 - 1,65	0,2	1,02 - 2,54	0,2
Limon	0,33 - 0,34	0,3 - 0,5					

Tableau 3-2 Intervalles de valeurs pour le coefficient d'amortissement  $J$  linéaire ( $N=1$ ) et non linéaire ( $N \neq 1$ ) (GRL inc. 1992, cité par Charue, 2005)

Nature du sol	Valeurs originales de $J_c$ <i>Goble et al. (1975)</i>	Valeurs de $J_c$ actualisées <i>Pile Dynamics (1996)</i>
Clean Sand	0,05 à 0,20	0,10 à 0,15
Silty Sand, Sand Silt	0,15 à 0,30	0,15 à 0,25
Silt	0,20 à 0,45	0,25 à 0,40
Silty Clay, Clayey Silt	0,40 à 0,70	0,40 à 0,70
Clay	0,60 à 1,10	0,70 ou >

Tableau 3-3 Valeurs de  $J_c$  pour la méthode CASE (cf. Hannigan et al. 1998)



(\*) Modèle appliqué sous la base et dans le fût

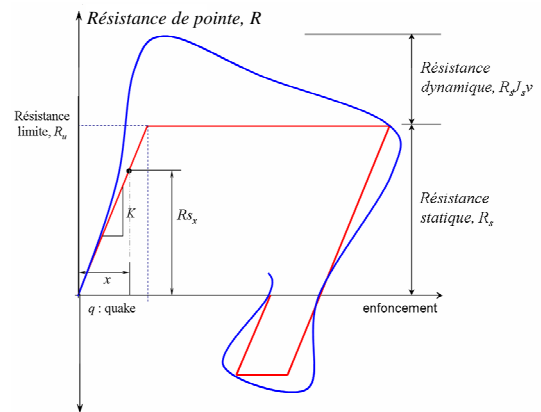


Figure 3-12 : modèle rhéologique de l'interaction pointe-sol.

**Goble et al. 1975** ont aussi introduit des modifications au modèle de Smith en considérant que la résistance dynamique  $R_d$  provient essentiellement de la pointe et donc négligent le frottement latéral. Ils introduisent ainsi le coefficient d'amortissement adimensionnel  $J_c$  dont les valeurs typiques sont résumées dans le tableau 3-3. Diverses recherches ont tenté de trouver une relation entre le coefficient d'amortissement ( $J_s$  ou  $J_c$ ) et la nature du sol. Ainsi **Goble et al. (1975)** proposent un graphique des valeurs pour le coefficient d'amortissement de Case  $J_c$  selon la nature du sol sous et autour de la pointe (cf. figure 3-13.a). Plus récemment, **Paikowsky (1995)** publie un graphique où la valeur du coefficient d'amortissement de Smith  $J_s$  (pour le fût et la pointe) est classée en fonction de la nature du sol rencontré soit au fût soit sous la pointe (cf. figure 3-13.b).

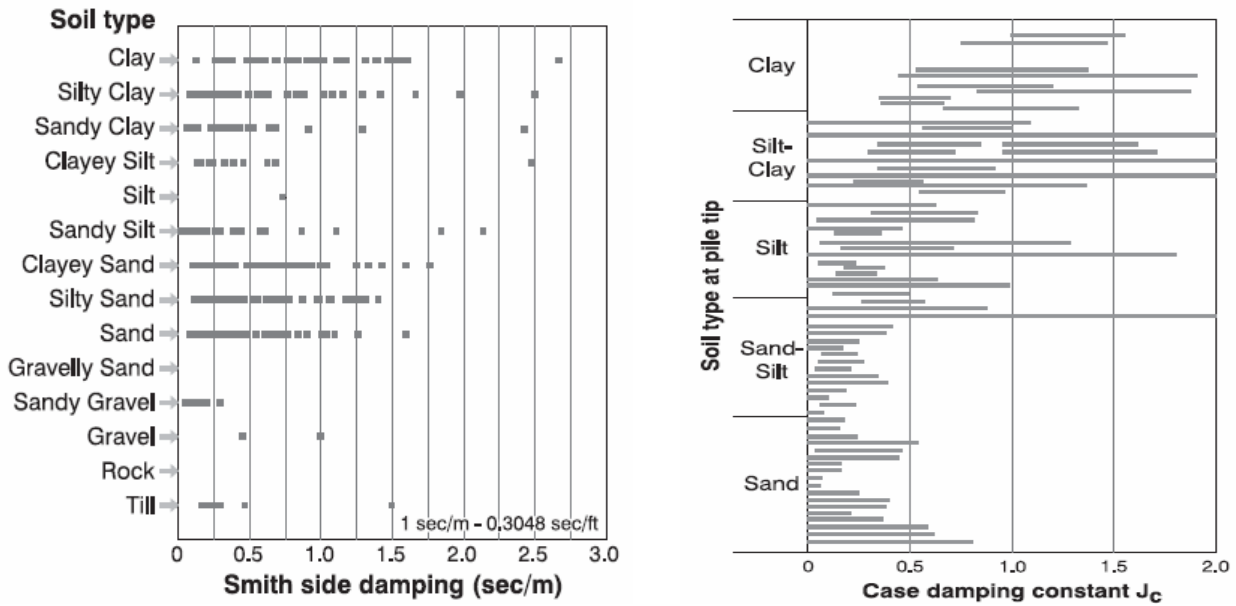


Figure 3-13 : classification du coefficient d'amortissement  $J$  selon la nature du sol, (a) coefficient d'amortissement de Smith  $J_s$  (selon Paikowsky, 1995), et (b) coefficient d'amortissement de case  $J_c$  (selon Goble et al., 1975).

**Charue (2004)** a présenté un résumé sur les tentatives de classification du coefficient d'amortissement en fonction de la nature du sol. L'auteur souligne le fait que la plupart des chercheurs cités ont essayé de trouver une corrélation entre ces paramètres et un paramètre intrinsèque du sol. Toutefois, les résultats obtenus mettent en évidence la difficulté de réalisation d'une telle classification (cf. figure 3-13). Néanmoins, il semblerait possible de relier la valeur du coefficient d'amortissement  $J$  à quelques paramètres propres du pieu, ainsi que du sol. En effet, et bien que le comportement à l'interface sol-tige soit considéré comme rigide-plastique, plusieurs interprétations théoriques sont possibles selon le degré de complexité des lois d'interaction prises en compte (**Frank, 1995**). Toutefois, la prise en compte de telles lois d'interaction nécessite le recours aux méthodes numériques et à des programmes automatiques sur ordinateur, permettant d'analyser en tout point le long des tiges l'interaction des ondes avec le sol.

### IV.3. Méthodes numériques par ajustement des signaux

Lors du battage trois variables sont reliées : les forces dans les tiges, le mouvement du pénétromètre (vitesses) et les conditions aux limites à l'interface sol/pénétromètre. Si deux de ces variables sont connues, la troisième peut être déterminée. Pour ce faire l'utilisation des logiciels d'analyse des signaux est souvent nécessaire. L'analyse consiste en l'ajustement des signaux mesurés in-situ avec ceux calculés par l'intermédiaire de la simulation du battage. L'objectif est ainsi de déterminer par le biais des itérations successives la distribution et l'intensité des forces résistantes le long et sous le pieu et ensuite de séparer les résistances statique et dynamique par la caractérisation des paramètres  $q$  et  $J$  (quake et coefficient d'amortissement respectivement) du modèle de sol pris en compte.

L'ajustement d'un modèle numérique à des résultats de mesures dynamique en place peut ainsi apporter des informations quantifiées très intéressantes, notamment sur la répartition des efforts résistants mobilisés durant le battage, ou sur certaines caractéristiques des sols traversés (**Lepert, 1986**).

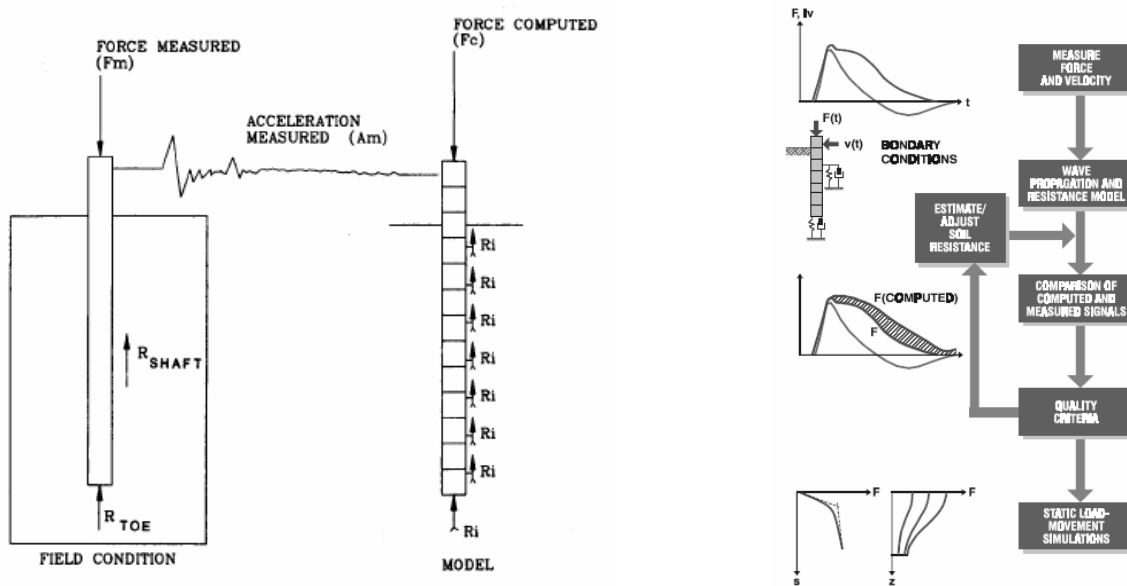


Figure 3-14 : Méthode numérique d'analyse par ajustement des signaux.

De manière générale, dans ces logiciels, le pieu (supposé connu) est représenté par un système discret de masses/ressorts et l'interaction avec le sol est considérée par l'inclusion des modèles rhéologiques équivalents (cf. paragraphe IV.2 ). Les signaux de force et de vitesse mesurés in-situ sont imposés au niveau de la tête du pieu comme les conditions aux limites. L'un de ces signaux (souvent la vitesse) est considéré comme l'entrée stimulant le système et le deuxième représente le signal à reproduire à partir des simulations. Au cours des calculs les paramètres d'interaction sol/pieu sont ajustés de manière itérative de façon à obtenir le meilleur ajustement entre les signaux calculés et mesurés. La procédure générale de calcul est résumée dans la figure 3-14. Lorsque l'ajustement est satisfaisant, les calculs sont arrêtés et les paramètres du modèle numérique sont considérés comme représentatifs des conditions in situ pour lesquelles les signaux expérimentaux ont été obtenus.

Des exemples de logiciels basés sur cette méthodologie de calcul sont : CAPWAP (*Rausche et al. 1972*), BATLAB (*Bossard, 1983*), TNOWAVE (*Middendorp, 1987*), SIMBAT (*Paquet, 1988*) et KWAVE (*Matsumoto et al. 1991*). Tous ces logiciels visent à minimiser la différence entre les signaux mesurés et ceux calculés en faisant varier les paramètres du modèle caractérisant l'interaction sol/pieu. Toutefois, des différences existent au niveau du modèle décrivant le pieu, le sol et la propagation des ondes ou dans le modèle rhéologique caractérisant l'interaction sol/pieu (*Charue, 2004*).

#### IV.4. Conclusions

Dans cette section nous avons montré que la connaissance de la résistance en pointe  $R(t)$  à partir des signaux de force et de vitesse mesurés en surface ne pose pas de problèmes particuliers. Cependant, son interprétation se révèle moins aisée. A l'heure actuelle on considère que  $R(t)$  est le résultat de la superposition d'une partie statique  $R_s(t)$  et d'une partie dynamique  $R_d(t)$  représentées par des modèles rhéologiques équivalents (respectivement élastoplastique parfait et visqueux).  $R_d(t)$  est une fonction de la vitesse d'enfoncement et d'un coefficient d'amortissement, noté  $J$ . Ceux-ci sont reliés par différents modèles (linéaires et non linéaires). Nous allons par la suite adopter un modèle linéaire de type Smith ou Case permettant de simplifier raisonnablement la détermination de ce paramètre. En outre, bien qu'au cours de nos travaux le frottement latéral soit négligé, une solution satisfaisante n'est possible que

par le biais de procédures numériques par ajustement des signaux comme celles présentées rapidement (capwap, simbat, ...).

Enfin, les expériences et les recherches réalisées dans le domaine du battage des pieux, permettant d'interpréter les mesures dynamiques, sont très larges. Toutefois, le but de cette section n'étant pas de rassembler toute cette information, mais uniquement celle réellement intéressante pour nos travaux. Il se dégage ainsi que l'exploitation adéquate des mesures permet d'obtenir des renseignements intéressants sur les résistances statique et dynamique du sol. De plus, un paramètre tel que le coefficient d'amortissement se révèle très intéressant à déterminer, car il est lié à la nature du sol ainsi qu'à son comportement dynamique. Par la suite, après la réalisation du prototype Panda 3, nos efforts ont porté sur la détermination de ces paramètres à partir des courbes charge-enfoncement calculées juste après chaque impact du marteau.

## V. DEVELOPPEMENT DE L'ESSAI PANDA 3

Le développement d'un nouvel appareillage comprend non seulement le montage de l'appareil d'essai en lui-même, mais aussi des études préalables d'opportunité et de faisabilité, des propositions de modes opératoires, des validations en laboratoire et in situ, ...sans oublier la mise au point de la démarche qui permet de déduire à partir des résultats de l'essai des données effectivement utilisables pour les calculs géotechniques (*Borel et al. 2006*).

Ce chapitre est consacré au développement d'un nouvel appareil, nommé par convention le Panda 3. Des essais de faisabilité à faible profondeur sont exposés ici. Ils permettent de vérifier la répétitivité des courbes de charge et de pénétration dynamique calculées en pointe. D'autres essais sous différentes configurations sont également exposés. Enfin, nous présentons les courbes de pénétration dynamique observées à l'aide de ce nouvel essai.

### V.1. Hypothèses de base et considérations initiales

Au préalable, nous jugeons nécessaire de rappeler les hypothèses sur lesquelles s'appuie le développement de ce nouvel essai :

- l'impact du marteau engendre une seule onde de compression dans le pénétromètre. En effet, au cours du battage manuel, il n'y a pas de rebonds du marteau,
- la propagation de l'onde dans les tiges est unidirectionnelle. En effet, le diamètre des tiges est très petit par rapport à la longueur de l'onde,
- les effets de dispersion et d'amortissement de l'onde le long des tiges sont négligeables,
- le train de tiges est considéré élastique, homogène et de section uniforme. Bien que des variations des sections au niveau des méplats soient présentes (cf. figure 3-15), leurs effets sont négligés, car ils ont de faibles incidences, comme nous le verrons,
- les efforts extérieurs le long des tiges, notamment le frottement latéral, sont négligés dans une première approche. Ainsi, les efforts opposés à l'enfoncement du pénétromètre ont lieu uniquement au niveau de la pointe,
- enfin, le comportement du sol est considéré comme une condition aux limites du problème et son comportement est représenté par un modèle rhéologique simplifié (par exemple élastoplasticité parfaite).

## V.2. Appareillage de mesure – maquette expérimentale

De manière générale, l'appareillage expérimental est constitué d'un dispositif de pénétration par battage Panda 2 et d'une chaîne d'acquisition et de traitement des signaux de déformation et d'accélération mesurés dans le train de tiges.

L'ensemble est constitué par les pointes, les tiges et le système de battage décrits dans la partie 2 (cf. paragraphe II.2) de ce rapport. Les tiges de section transversale  $A_i$  doivent être assemblées fermement pour constituer ainsi un train de tiges rigidement liées selon un axe rectiligne et continu. De plus, le vissage correct des tiges aide à réduire les réflexions et l'amortissement des ondes en ces points.

La pointe placée à l'extrémité inférieure du train de tiges est constituée d'un cône cylindrique avec un angle au sommet de  $90^\circ$ , puis d'une partie cylindrique de même axe que le train de tiges. Le diamètre des pointes utilisées est soit de 16mm (section projetée  $2\text{cm}^2$ ), soit de 22,2mm (section projetée  $4\text{cm}^2$ ). Les premières sont employées lorsque la profondeur de sondage est inférieure à 1,5m et les deuxièmes pour des sondages dont la profondeur peut atteindre 8m à 10m selon la résistance du terrain. Dans la pratique, les pointes de  $2\text{cm}^2$  sont fixes et celles de  $4\text{cm}^2$  sont perdues. Toutefois, pour assurer la continuité du système, les pointes de  $4\text{cm}^2$  doivent aussi être vissées. En effet, lorsqu'une pointe perdue est utilisée, un plan de discontinuité est induit au niveau du contact pointe/tiges (ou porte pointe). Dans ce plan les efforts de traction ne sont pas supportés et la liaison tiges/pointe/sol est interrompue. Ceci peut entraîner dans certains cas des percussions entre les tiges et la pointe suite à des rebonds ou des projections violentes de la pointe dans le sol. Pour répondre à cette question et donc garder la continuité dans l'échange d'information entre l'interface sol/pointe et le point de mesure en surface, on a dû imaginer un système simple à mettre en place. Ainsi on a adopté comme solution l'utilisation d'une pointe de  $4\text{cm}^2$  qui se visse à l'inverse (filetage à gauche). Ceci permet de dévisser la pointe depuis la surface en serrant le train de tiges. Ainsi la pointe est perdue au fond du forage et le train de tiges peut être extrait du terrain. La figure 3-15 donne un schéma de la pointe employée dans les sondages à grande profondeur.

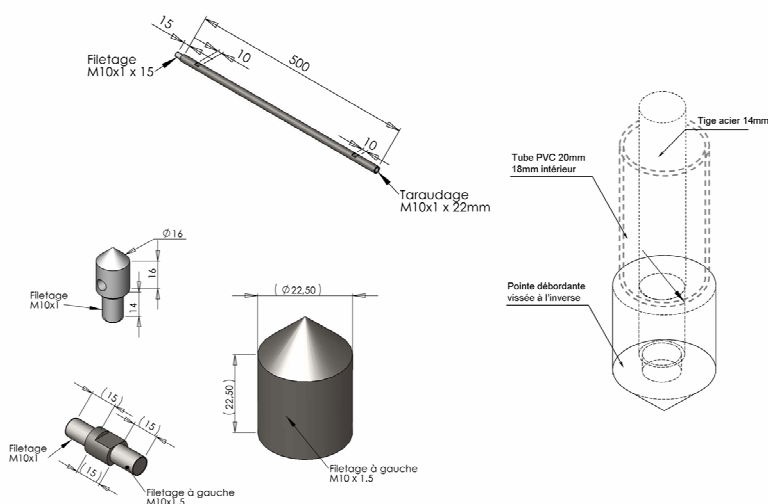


Figure 3-15 : ensemble de battage, pointes, porte pointe, tiges et tubage.



En outre, pour s'affranchir du frottement latéral le long des tiges, un dispositif de tubage a été mis en oeuvre. Il s'agit de tubes de PVC de diamètre extérieur et intérieur respectivement de 20mm et 18mm. Les tubes sont enfoncés à la main tous les 50mm d'avancement de la pointe (cf. figure 3-15). L'exécution adéquate de ces opérations est ainsi étroitement liée à la verticalité du sondage. La chaîne de mesure est composée d'une tige expérimentale de mesures dynamiques, d'un amplificateur de signaux, d'une carte d'acquisition et des interfaces informatiques de sauvegarde et traitement des signaux (cf. figure 3-17).

Sur la tige expérimentale, de 14mm de diamètre et 500mm de longueur, différents capteurs ont été installés. Deux jauges de déformation ont été collées comme montré dans la figure 3-16.a. Les jauges sont montées en pont de Wheatstone, lequel est composé de quatre extensomètres qui sont collés le long du périmètre de la tige, dans la section de mesure (cf. figure 3-16.b). Ainsi les efforts induits par les flexions sont compensés. Un accéléromètre ultra miniature a été également installé dans la tige (cf. figure 3-16.c). Ainsi, pour chaque coup de marteau, la déformation (ou force) et la vitesse entraînée par le passage de l'onde  $u(x,t)$  dans les tiges peuvent être mesurées. En outre, sous cette configuration, les capteurs installés dans la tige permettent donc de tester de manière expérimentale les différents techniques de découplage et de reconstruction d'ondes présentées dans le paragraphe III.1.

Les signaux des capteurs branchés sont mis en forme dans un boîtier amplificateur possédant 4 voies d'entrée. Ainsi les trois capteurs installés dans la tige plus la jauge de déformation collée dans la tête du Panda 2 peuvent être branchés en parallèle, permettant ainsi l'enregistrement d'un impact en ces différents points de mesure. Le boîtier est relié par le biais d'un câble blindé à une carte de conversion analogique/numérique montée dans un PC compatible. La fréquence d'échantillonnage dépend des voies d'entrée connectées. Ainsi, pour 2 ou 4 voies branchées, la fréquence d'échantillonnage est respectivement de 500kHz et 250kHz.

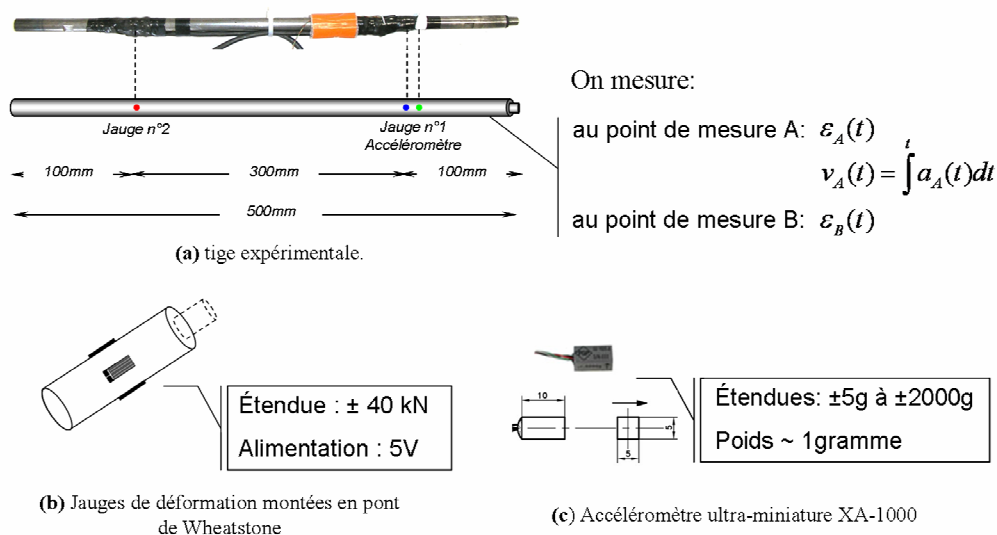


Figure 3-16 : tige expérimentale pour les mesures dynamiques lors du battage du pénétromètre Panda 2.

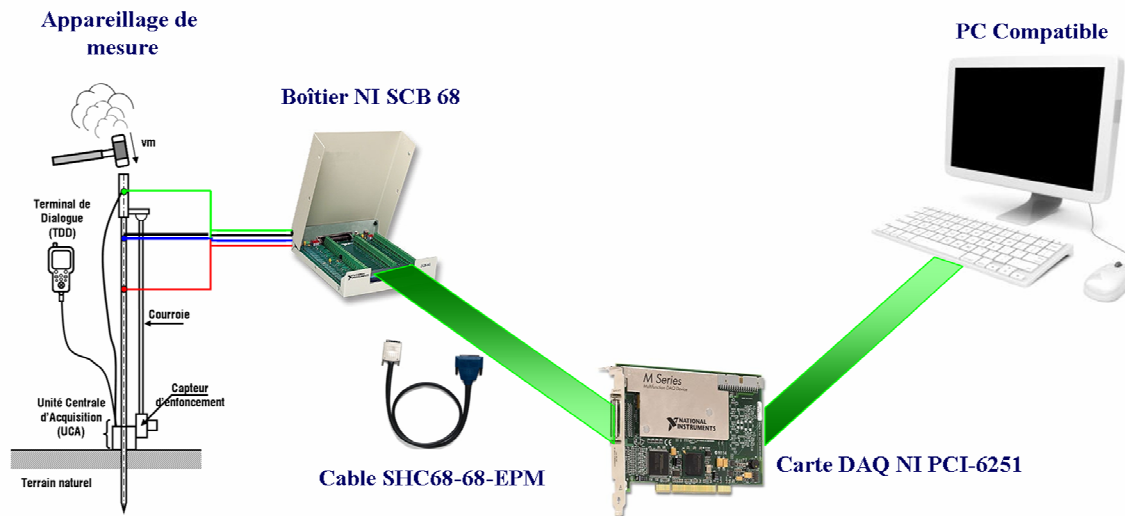


Figure 3-17 : Schéma des différentes composantes de la chaîne de mesure.

Le pilotage des mesures est réalisé à l'aide d'un logiciel créé sous Labview. Celui-ci permet l'enregistrement et l'affichage en temps réel sur l'écran des mesures effectuées. Celles-ci sont enregistrées comme des signaux électriques sous forme de fichiers informatiques type \*.txt, ce qui ne demande qu'un faible espace en mémoire pour leur stockage. A titre d'exemple, l'enregistrement des quatre capteurs sur une durée de 50ms se fait dans un fichier de taille inférieure à 300Ko. Le traitement des signaux est ainsi effectué a posteriori par l'intermédiaire d'un programme créé sous l'environnement de Microsoft Excel. Ce programme contient les algorithmes nécessaires pour la conversion des signaux électriques en signaux de déformation et de vitesse, le filtrage et l'exploitation des signaux, le découplage et la reconstruction d'ondes... En outre, le filtrage est réalisé actuellement à l'aide d'une moyenne glissante dont la fréquence de lissage est de 10kHz.

### V.3. Essais de faisabilité et répétitivité

L'objectif ici est de mettre en œuvre le matériel expérimental exposé précédemment et d'effectuer dans des conditions réelles un tel essai. Le principe de l'essai, exposé dans le paragraphe II, est d'estimer le comportement charge-enfoncement en pointe à partir des mesures dynamiques réalisées en surface. Ainsi, ces essais permettent également de vérifier la répétitivité et la cohérence des résultats obtenus.

Tout au long de ces études nous avons testé les deux méthodes de découplage choisies, à savoir, celle utilisant deux mesures de déformation (méthode 2J) et celle qui utilise une mesure de déformation et une de vitesse (méthode JA). De cette façon, ces expériences permettent également d'évaluer l'applicabilité de ces méthodes, ainsi que d'identifier les différentes limites et contraintes d'application. Cette étude préalable s'avère être importante avant l'étude dans le sol.

### V.3.1. Essais sur quatre matériaux

L'objectif de ces essais est de vérifier la répétitivité et la cohérence des courbes charge-enfoncement  $\sigma$ - $s$  obtenues pour différents matériaux supposés avoir un comportement mécanique très différent.

#### a. Description

L'expérience envisagée consiste à calculer la courbe charge enfoncement dynamique  $\sigma$ - $s$  en pointe pour différents matériaux : béton, bois, sable et sol naturel (cf. figure 3-18). Dans les trois premier cas, les expériences sont réalisées au laboratoire avec une longueur de tiges de 1m et une pointe conique de 2cm<sup>2</sup>. En outre, on suppose que pour ces matériaux l'influence de la vitesse d'enfoncement sur la réponse mécanique est négligeable ; ils sont donc testés à énergie de battage variable.



Figure 3-18 : essais de répétitivité sur quatre matériaux : (a) béton, (b) du bois, (c) sable et (d) sol naturel.

Par ailleurs, nous avons choisi de tester l'appareillage in-situ en réalisant un sondage à faible profondeur avec une pointe de 4cm<sup>2</sup>. Le frottement latéral est supprimé par le biais du tubage (cf. figure 3-18.d). Toutefois, comme nous ignorons l'influence de la vitesse d'enfoncement sur la réponse mécanique du sol en place, nous avons choisi de réaliser l'essai à énergie de battage constante. Pour ce faire, un système de battage a été adapté. Dans celui-ci le marteau, qui coulisse le long d'une barre guide, tombe d'une hauteur fixe. Ceci permet de supposer que la pointe s'enfonce dans le sol, présumé homogène sur quelques centimètres, à la même vitesse pour chaque impact. Ainsi, pour chaque type de matériau essayé nous avons enregistré entre 5 et 10 impacts et dans tous les cas les deux signaux de déformation de la tige et le signal d'accélération ont été enregistrés.

#### b. Résultats - Courbes expérimentales et commentaires

Les résultats exposés ici ont été obtenus par le biais de la méthode JA. Pour chacun des matériaux, l'allure de la courbe obtenue met en évidence la répétitivité des calculs effectués. Ces courbes montrent aussi les divers comportements contrainte-enfoncement suivis pour les matériaux testés. Ainsi, dans le cas du béton il est possible de remarquer l'existence d'une valeur pic d'effort ou de résistance maximale opposée (cf. figure 3-19).

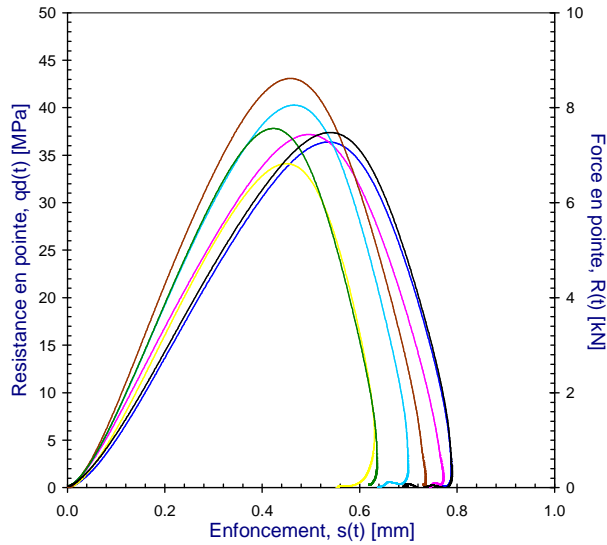


Figure 3-19 : courbes charge enfoncement dynamique en pointe : cas du béton.

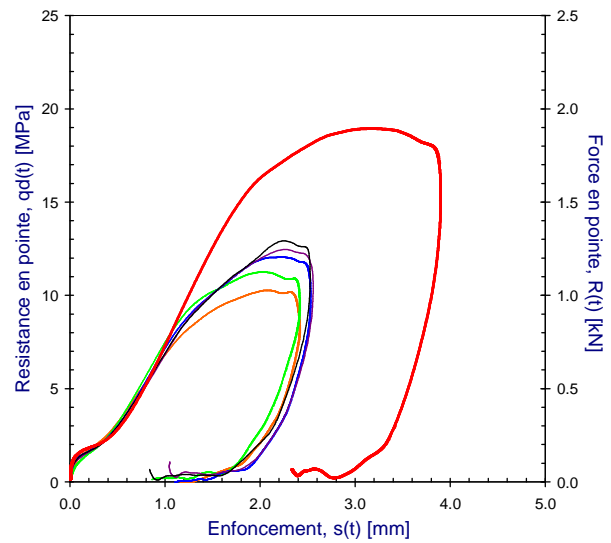


Figure 3-20 : courbes charge enfoncement dynamique en pointe : cas du bois.

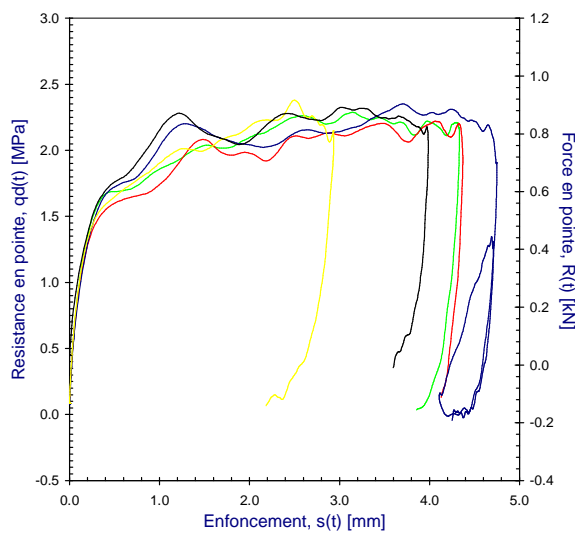


Figure 3-21 : courbes charge enfoncement dynamique en pointe : cas du sable.

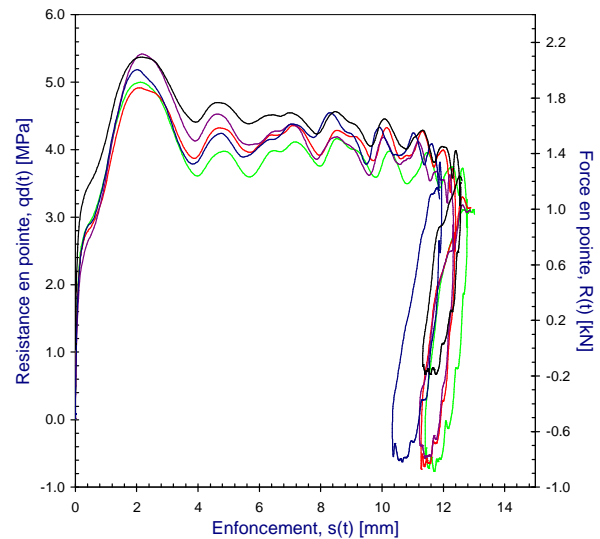


Figure 3-22 : courbes charge enfoncement dynamique en pointe : sol naturel énergie constante

Au début du choc, le béton est comprimé élastiquement sous la pointe (linéairement) tandis qu'à distance se forment des fractures, ensuite la partie comprimée sous la pointe s'écrase brusquement. Enfin, la pointe commence à rebondir, l'effort chute rapidement et les parties du béton fracturées se détachent en écailles. Ce phénomène est observable sur les courbes, qui concordent avec celles obtenues dans d'autres expériences réalisées lors des études sur la percussion de roches (*Elias, 2002*).

Les courbes correspondants aux essais réalisés sur du bois montrent que le comportement charge-enfoncement n'est pas linéaire (cf figure 3-20). De plus, il est possible de remarquer une augmentation de la résistance ultime, ou l'endurcissement, pour chaque coup fourni. En effet la pointe s'enfonce en

comprimant les fibres, ce qui entraîne l'augmentation de la compacité du milieu, et par conséquent l'accroissement de la résistance à la pénétration. Néanmoins, au cours du déchargement les pentes des courbes restent presque constantes (parallèles) dans tous les cas.

Quant aux signaux obtenus pour les sols, les allures mettent en évidence le comportement plastique de ceux-ci. Dans le cas du sable le comportement est du type hyperbolique (cf. figure 3-21). De plus les courbes montrent également que la résistance ultime du sable est presque indépendante de la vitesse d'enfoncement. En effet, on peut remarquer que la résistance ultime développée reste presque constante, alors que les enfoncements obtenus varient du simple au double. Pour le sol testé in-situ, l'allure des courbes met également en évidence l'existence d'un seuil de plasticité presque constant (cf. figure 3-22). Sur ces courbes, le pic d'effort au début de l'impact met en évidence la dépendance de la résistance de pointe de la vitesse. Toutefois, dans ces expériences l'énergie de battage était constante, ce qui explique la très bonne reproductibilité des courbes obtenues.

La répétitivité des résultats sur différents matériaux est clairement montrée. Les résultats de ces expériences mettent en évidence les possibilités d'un tel appareillage pour tester d'autres matériaux que le sol.

### V.3.2. Essais en laboratoire dans une chambre d'étalonnage

L'objectif est de tester l'appareillage et la méthode dans un sol homogène dans des conditions de réalisation bien maîtrisées. Pour ce faire, nous avons retenu le protocole de réalisation des éprouvettes proposé par **Chaigneau (2001)**. La réalisation de ces expériences est aussi nécessaire pour l'élaboration et la définition d'un protocole d'essai in-situ.

#### a. Description

En laboratoire, deux éprouvettes de sol ont été réalisées en chambre d'étalonnage. Celle-ci est composée d'un cylindre creux en acier de 15mm d'épaisseur, 375mm de diamètre intérieur et 807mm de hauteur et d'une rehausse de 200mm de hauteur. Chaque éprouvette est réalisée en deux couches par compactage statique en suivant un protocole assurant l'homogénéité en densité du sol (cf. figure 3-23). Pour des raisons de facilité de mise en œuvre et de reproductibilité des essais, les manipulations sont menées sur un sol pulvérulent reconstitué en laboratoire. Le sol choisi est un sable d'Allier, dont les principales caractéristiques physiques et géomécaniques sont résumées dans le tableau 3-4.

En effet, reproduire au laboratoire des éprouvettes avec des sols cohérents soulève de nombreuses difficultés ; il est difficile d'obtenir une même teneur en eau chaque fois qu'on veut reconstruire une éprouvette, le matériau est loin d'être homogène et le compactage est plus délicat à exécuter (**Arbaoui, 2003**). En outre, pour les sols pulvérulents, les effets de la vitesse d'enfoncement sur la réponse mécanique en pointe sont négligeables s'ils ne sont pas saturés.

Type de sol	Caractéristiques granulométriques	Poids volumique	Résistance au cisaillement	
			(Littérature)	(LGC Clermont)
- Sable d'Allier USCS : SP AASHTO : A-1-b(0) GTR : B1	$d_{max}$ : 5,0mm $d_{60}$ : 0,66mm $d_{10}$ : 0,20mm $C_c$ : 1,26 $C_h$ : 3,29	$\gamma_s$ : 26,30 kN/m <sup>3</sup> $\gamma_{dmin}$ : 13 kN/m <sup>3</sup> $e_{max}$ : 1,02 $\gamma_{dmax}$ : 21,5 kN/m <sup>3</sup> $e_{min}$ : 0,23	$\gamma_d$ : 18,5 kN/m <sup>3</sup> $\phi'$ : 41,7° $c'$ : 0 kPa : : :	$\gamma_d$ : 15,15 kN/m <sup>3</sup> $\phi'$ : 38° $c'$ : 0 kPa : : :

Tableau 3-4. Caractéristique du sable d'Allier (France).

Caractéristiques de l'éprouvette	Sable d'Allier, état de densité	
	Lâche	Moyen
- Teneur en eau, $w\%$	~ 5%	~ 4%
- Densité sèche, $\gamma_d$	14,42 kN/m <sup>3</sup>	15,63 kN/m <sup>3</sup>
- Indice de vides, $e$	0,83	0,65
- D.R %	0,25	0,47
- %OPN, $\gamma_{dOPN}=17,07$ kN/m <sup>3</sup>	~85%	~92%
Caractéristiques pénétrométriques		
- Résistance de pointe, $q_{dl}$	0,84 MPa	2,10 MPa

Tableau 3-5. Caractéristiques des éprouvettes testées au laboratoire.

Une fois les éprouvettes fabriquées, trois essais pénétrométriques sont réalisés dans chaque moule. La procédure des essais ainsi que leur distribution géométrique à l'intérieur du moule est celle proposée par **Chaigneau (2001)**. Cependant, les enregistrements dynamiques, réalisés tous les deux coups de marteau, sont effectués uniquement au cours du premier sondage. La résistance en pointe  $q_d$  pour chaque moule est indiquée dans le tableau 3-5.

Cette valeur est obtenue en faisant la moyenne des valeurs  $q_d(z)$  au-delà de la profondeur critique ( $z_c$ ). La figure 3-25 présente les pénétrogrammes obtenus pour chaque éprouvette testée.

Au cours d'un sondage comportant des enregistrements dynamiques, on peut récupérer le pénétrogramme à la fin du sondage (cf. figure 3-24). De cette manière, il est possible de comparer les valeurs de  $q_d$  retenues par l'appareil (calculées avec la formule des Hollandais) et celles obtenues à partir des signaux  $q_d(t)$  calculés par reconstruction des signaux en pointe. En outre, les mesures d'enfoncement calculées et celles mesurées par l'UCA sont également comparées, permettant donc de valider les calculs effectués.

De manière générale, pour chaque impact nous avons enregistré les signaux de déformation dans les points de mesure A et B, ainsi que le signal d'accélération dans le point A (cf. figure 3-16). La durée d'acquisition des signaux, et donc la durée de mesure de l'impact, est effectuée toutes les 100ms (50000 informations par coup pour chaque capteur branché).

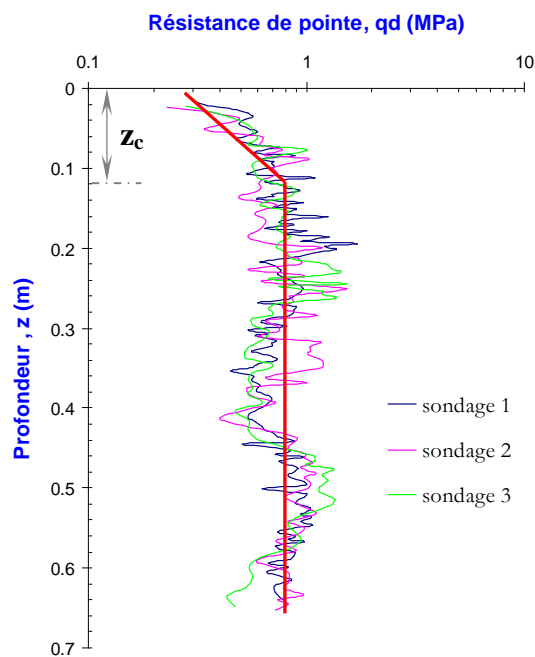




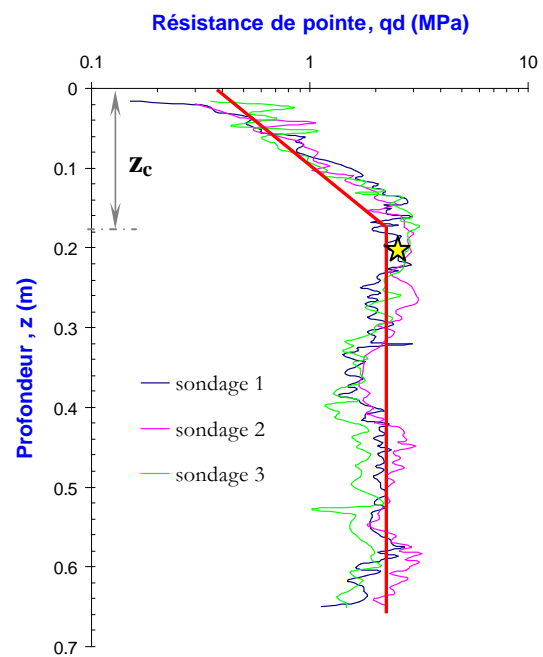
Figure 3-23 : confection d'une éprouvette sous compactage quasi statique (cf. Chaigneau, 2001).



Figure 3-24 : exemple d'essais de chargement dynamique sur chambre d'étalonnage.



(a) état de densité lâche.



(b) état de densité moyen.

Figure 3-25 : pénétrogrammes obtenus dans chambre d'étalonnage. Sable d'Allier.

Les pénétrogrammes affichés sur la figure précédente montrent que les éprouvettes de sols mis en œuvre au laboratoire sont relativement bien construites, garantissant ainsi une homogénéité relativement bonne du matériau en densité, particulièrement pour l'éprouvette à densité moyenne (cf. figure 3-25.b).

### b. Résultats, signaux et courbes expérimentales

Le long des profils pénétrométriques une trentaine de mesures dynamiques (deux signaux de force et un signal de vitesse) ont été enregistrées pour chaque moule. Dans tous les cas, les signaux bruts obtenus sont lissés par le biais d'une moyenne glissante à fréquence de 10kHz (tous les 50 points). La figure 3-26 montre ainsi un exemple d'enregistrement réalisé juste après un coup de marteau. Celui-ci a été obtenu dans le moule à densité moyenne à une profondeur d'environ 0,20m, indiqué sur le pénétrogramme à l'aide d'une étoile (cf. figure 3-25.b).

La figure 3-27 montre les résultats du découplage réalisé à l'aide de la méthode JA (jauge accéléromètre). Une fois de plus les calculs réalisés à l'aide de la méthode 2J (deux jauges) divergent rapidement. Bien que la méthode 2J soit théoriquement juste, la divergence des calculs pour des grands déplacements est due à différentes sources d'erreurs rappelées plus loin. Par la suite on s'intéressera seulement à l'analyse des signaux obtenus à l'aide de la méthode JA. La figure 3-28 et la figure 3-29 présentent respectivement les signaux de vitesse  $v_p(t)$ , d'enfoncement  $s_p(t)$  et des efforts résultants  $q_d(t)$  calculés pour la pointe.

En analysant les signaux présentés ici, différentes remarques relatives au phénomène de l'enfoncement pénétrométrique peuvent être faites. Néanmoins, il faut prendre en compte que le battage et par conséquent l'enfoncement est un phénomène transitoire dépendant outre de la nature et de la résistance opposée par le sol rencontré en pointe, de la longueur des tiges. Il est en fait possible de définir différentes phases de l'enfoncement de la pointe à partir des enregistrements (cf. figure 3-26).

La première phase est dite d'enfoncement plastique, notée I sur la figure 3-26. Elle est définie entre le début du choc et l'instant  $t_I$  où la vitesse d'enfoncement  $v_p(t)$  est nulle (point A sur la figure 3-27). Pendant cette phase les ondes descendantes sont toujours de compression alors que les ondes remontantes sont de traction (cf. figure 3-27). Le chargement est purement dynamique et l'enfoncement de la pointe quasiment plastique. Sur la trace  $s_p(t)$ , la pointe se déplacera du point O au point A (cf. figure 3-28). A l'instant  $t_I$  l'énergie contenue dans les ondes se propageant à l'intérieur des tiges n'est plus suffisante pour entraîner des déformations plastiques dans le sol. Une deuxième phase commence, celle-ci est dite de déchargement élastique, notée II sur la figure 3-27.

De manière générale, dans la phase II commence la phase vibratoire du sol. En effet, dans un premier temps le sol récupère la déformation élastique engendrée lors de la phase I. La décompression du sol introduit des ondes de compression se propageant vers le haut du pénétromètre. Ainsi, et compte-tenu du faible poids de l'appareil, ces efforts soulèvent l'ensemble pénétrométrique et sur la trace  $s_p(t)$  la pointe passera du point A au point B (cf. figure 3-28). Au point B l'énergie élastique libérée par le sol n'est pas suffisante pour remonter le pénétromètre et celui-ci descend par effet d'inertie. Ainsi un nouveau chargement débute, nommé phase de rechargement élastique (noté III dans la figure), car les efforts en pointe ne sont pas suffisants pour dépasser le seuil de déformation élastique du sol. La pointe se déplace donc du point B au point C (cf. figure 3-28). De manière générale (et en absence d'autres efforts externes appliqués pour enfoncer la pointe) C est égal ou inférieur à A. Toutefois, dans certains cas le rechargement peut entraîner des déformations irréversibles dans le sol (i.e. sable lâches). La suite de l'enfoncement est une succession de cycles de déchargement-rechargement. Pendant tout ce phénomène on suppose que le pénétromètre et le sol restent accolés.



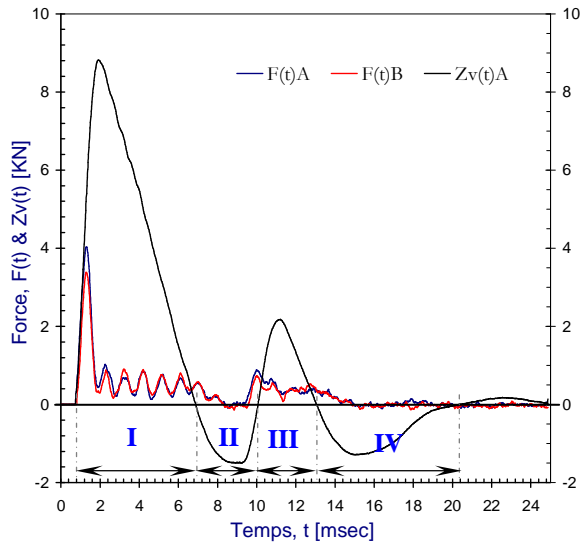


Figure 3-26 : mesures dynamiques enregistrées lors du battage. Essais réalisés en chambre d'étalonnage sur sable d'Allier (état de densité moyen).

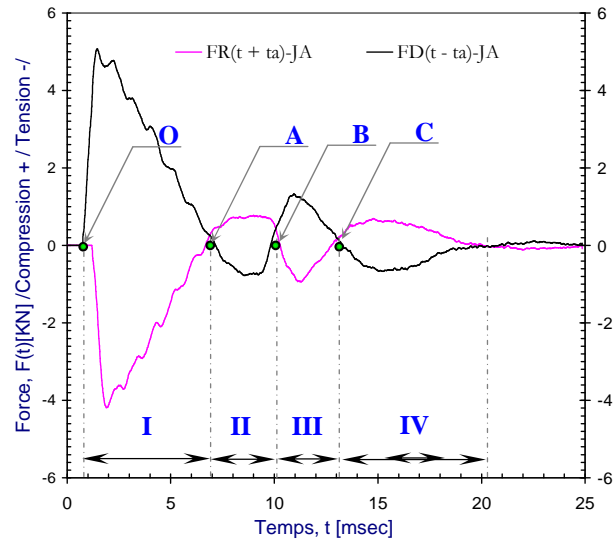


Figure 3-27 : découplage d'ondes descendantes et remontantes. Essais réalisés en chambre d'étalonnage sur sable d'Allier (état de densité moyen).

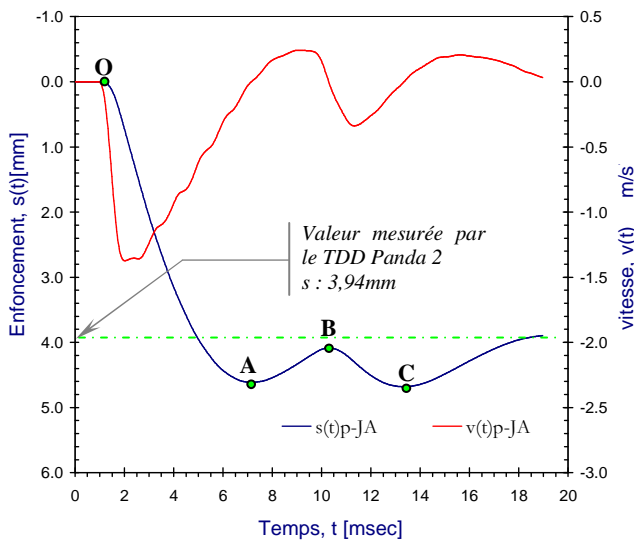


Figure 3-28 : signaux de vitesse et d'enfoncement de la pointe suite à un choc. Essais réalisés en chambre d'étalonnage sur sable d'Allier (état de densité moyen).

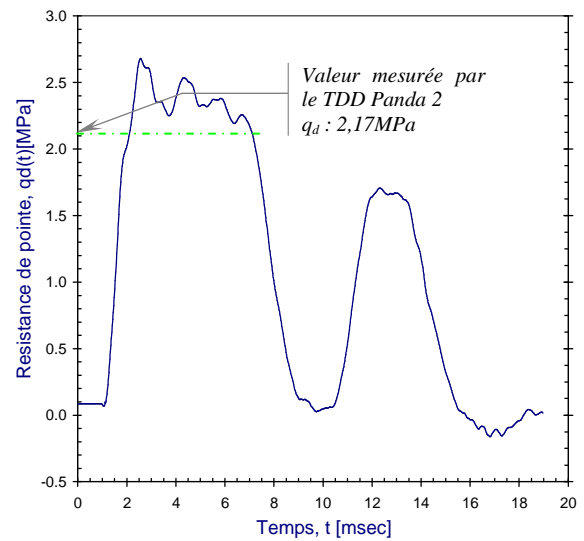


Figure 3-29 : signal d'effort résultant en pointe. Essais réalisés en chambre d'étalonnage sur sable d'Allier (état de densité moyen).

On peut dire que l'ensemble pénétrométrique vibre avec le sol. Ainsi, et juste après la phase d'enfoncement plastique, le phénomène d'enfoncement est cyclique jusqu'à l'amortissement de la vibration. Celui-ci sera bien entendu une fonction de la nature du sol rencontré en pointe.

Dans l'exemple exposé, la durée d'enfoncement principal est très courte ( $\sim 7$ ms). Toutefois, dans le cas d'un sable en état foisonné nous avons mesuré des durées d'enfoncement de l'ordre de 40ms. Néanmoins, on peut retenir que dans ces expériences l'enfoncement sous un coup de marteau Panda a une durée d'environ 15ms.

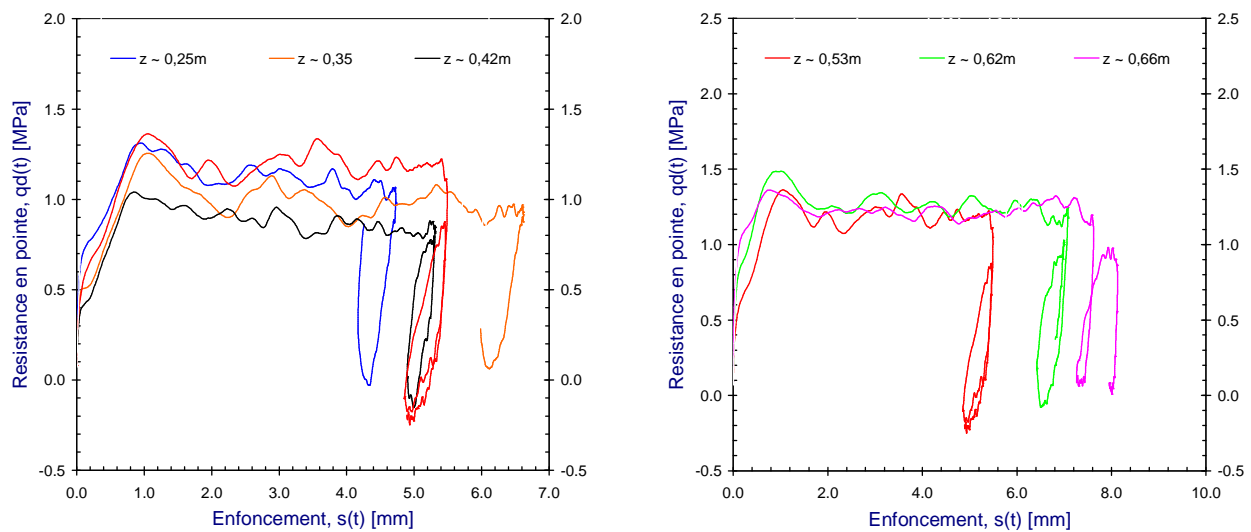


Figure 3-30 : courbes  $\sigma$ - $s$  calculées par découplage d'ondes. Essais en chambre d'étalonnage, sable d'Allier lâche : (a) mesures effectuées entre 0 m et 0,35 m et (b) mesures effectuées entre 0,35 m et 0,75 m

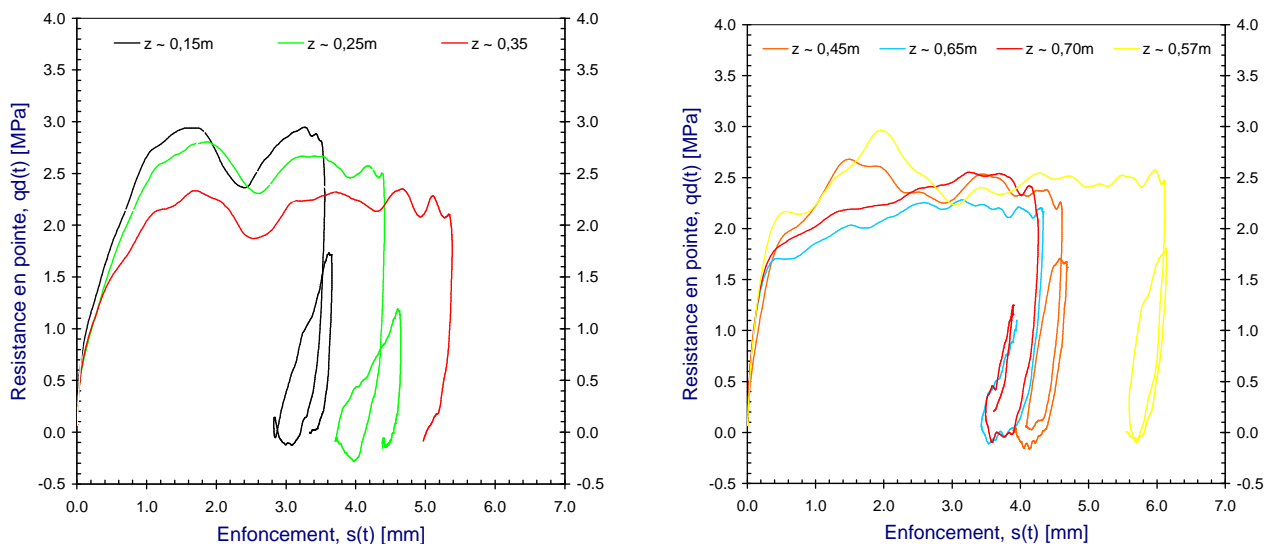


Figure 3-31 : courbes  $\sigma$ - $s$  calculées par découplage d'ondes. Essais en chambre d'étalonnage, sable d'Allier moyennement dense : (a) mesures effectuées entre 0 m et 0,35 m et (b) mesures effectuées entre 0,35 m et 0,75 m.

La figure 3-30 et la figure 3-31 présentent quelques unes des courbes  $\sigma$ - $s$  d'essais réalisés en chambre d'étalonnage. Une reproductibilité satisfaisante des courbes obtenues est constatée. Dans l'état lâche, les courbes permettent de voir un comportement plastique très marqué du sol, avec un seuil de plasticité presque constant. Dans l'état moyennement dense, la résistance ultime opposée à l'enfoncement augmente en présentant une asymptote. Dans le cas des courbes obtenues au-delà de la profondeur critique (0,65m et 0,70m) l'allure de la courbe est de type hyperbolique.

Pour tous les signaux nous avons estimé la résistance maximale à l'enfoncement à l'instant où la vitesse d'enfoncement est nulle (cf. figure 3-29). On verra plus loin que cette valeur peut être supposée comme étant la résistance statique à l'enfoncement (paragraphe §V.4.2.b). Les résultats sont comparés avec ceux calculés par le Panda 2 à l'aide de la formule des Hollandais (cf. figure 3-32). Les résultats obtenus à partir d'une troisième éprouvette sont aussi inclus. Celle-ci a été réalisée avec du sable de Fontainebleau en état dense (cf. figure 3-24).

En outre, nous avons également comparé les enfoncements mesurés avec le décodeur du Panda 2 et ceux calculés à partir des mesures dynamiques (cf. figure 3-28). En prenant comme référence la valeur mesurée par le Panda 2, l'erreur des calculs est inférieure à 10%.

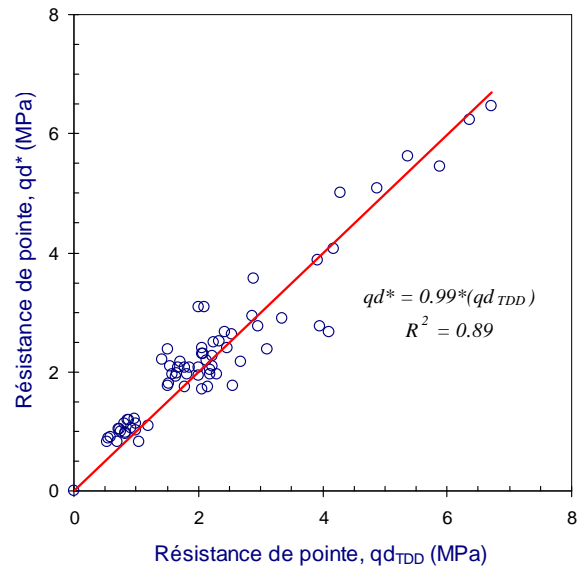


Figure 3-32 : comparaison entre les valeurs de résistance ultime obtenues à partir des signaux d'effort en pointe calculés et la valeur calculée par le Panda 2 à l'aide de la formule des Hollandais.

Nous avons montré dans ce paragraphe l'application expérimentale de l'essai sur des éprouvettes de sol homogène réalisées en chambre d'étalonnage. Lors du battage on a enregistré la déformation et la vitesse de l'onde dans les tiges et on a montré que l'analyse préalable de ces enregistrements permet de comprendre le phénomène d'enfoncement dynamique de la pointe. De manière générale, l'enfoncement peut être divisé en deux phases : enfoncement plastique principal et phase de vibration élastique de l'ensemble pénétromètre/sol. La durée de la première phase est en général de 15ms, la deuxième dépend de la nature du sol rencontré en pointe. En outre, ces essais ont permis de vérifier la répétitivité et la reproductibilité des courbes charge-enfoncement dynamique calculées pour la pointe. Les résultats des calculs d'enfoncement et de résistance en pointe ont été comparés avec les mesures réalisées avec le Panda 2, permettant aussi de valider la fiabilité des mesures.

Nous nous sommes intéressé à tester l'appareil dans un massif de sol reconstruit en laboratoire avec le même sable testé en chambre d'étalonnage (sable d'Allier). L'intérêt est d'une part de pouvoir tester l'appareil lors d'un sondage à profondeur moyenne et d'autre part de comparer les résultats obtenus avec ceux issus des expériences réalisées en chambre d'étalonnage, ainsi qu'avec les résultats obtenus par **Arbaoui (2003)**.

### V.3.3. Essais en laboratoire en cuve à profondeur moyenne

L'objectif de ces expériences est de tester l'appareil à profondeur d'investigation moyenne (~ 4m). Le choix de ce massif est dû principalement au fait qu'il est constitué du même sable que celui employé lors des essais effectués en chambre d'étalonnage et pour lequel les propriétés sont bien maîtrisées.

### a. Description

Le matériau de remplissage est un sable d'Allier, dont les caractéristiques sont indiquées dans le tableau 3-4. Le sable a été déposé dans la cuve en deux couches à densité quasi constante mais différente (cf. figure 3-33). En effet la couche inférieure se trouve dans un état de densité lâche, le sable a été déposé à l'aide d'une pelle mécanique en le laissant tomber d'une très faible hauteur. La couche supérieure est dans un état dense, avec un compactage par couches à l'aide d'une plaque vibrante.

Lors des expériences deux essais de pénétration sont réalisés ; le premier avec le pénétromètre Panda 1 et le deuxième à l'aide du prototype de mesure (cf. figure 3-34). Ceci permet de vérifier l'homogénéité du matériau mis en place et de vérifier la validité des résultats obtenus en terme de pointe par les deux appareils (comparatifs Panda 1 et Panda 2). L'implantation des sondages à l'intérieur de la cuve est indiquée sur la vue générale présentée dans la figure 3-33. Quant aux conditions de réalisation des essais, tous les deux sont effectués avec une pointe non débordante de  $2\text{cm}^2$  sans mesure des efforts de frottement et jusqu'au fond de la cuve ( $\sim 4\text{m}$ ). Les pénétrogrammes obtenus à la fin des sondages sont affichés sur la figure 3-35.

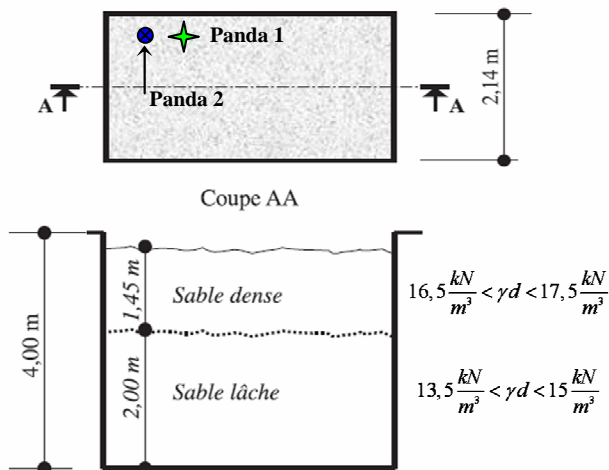


Figure 3-33 : schéma de la cuve en sable d'Allier du laboratoire LGC : (a) vue générale et implantation des sondages, et (b) coupe transversale définissant les deux couches qui composent le massif.



Figure 3-34 : sondage expérimental en cuve. La photo permet de vérifier le faible encombrement du prototype de mesures.

Outre de constater la bonne correspondance entre les signaux pénétrométriques obtenus avec les deux versions du Panda, les pénétrogrammes montrent à première vue que le massif est relativement bien construit et qu'il garantit une bonne homogénéité du matériau dans le secteur testé et particulièrement dans la zone dense. En effet, les pénétrogrammes permettent également de vérifier les épaisseurs des deux couches composant le massif. En outre, en utilisant la relation  $\gamma_d = f(q_d)$  établie pour ce sable par **Chaigneau (2001)**, on vérifie que la densité  $\gamma_d$  in situ varie entre  $16,5 \text{ kN/m}^3$  et  $17,5 \text{ kN/m}^3$  pour la zone dense et entre  $13,5 \text{ kN/m}^3$  et  $15 \text{ kN/m}^3$  pour la zone lâche (cf. figure 3-36).

Corrélation	Expression	Référence
$D.R = f(q_c)$ , avec $q_d \approx q_c$	$D.R = 77 \log\left(\frac{q_{c_{N1}}}{p_a}\right) - 85$	(Tatsuoka, 1997)
	$D.R = 100 \sqrt{\frac{q_{c_{N1}}}{300}}$	(Mayne, 2001)
	$D.R = 8,67 \sqrt{q_{c_{N1}}} - 21,08$	(Villavicencio, 2009)

Tableau 3-6. Récapitulatif des corrélations employées dans cette étude (cas des sables).

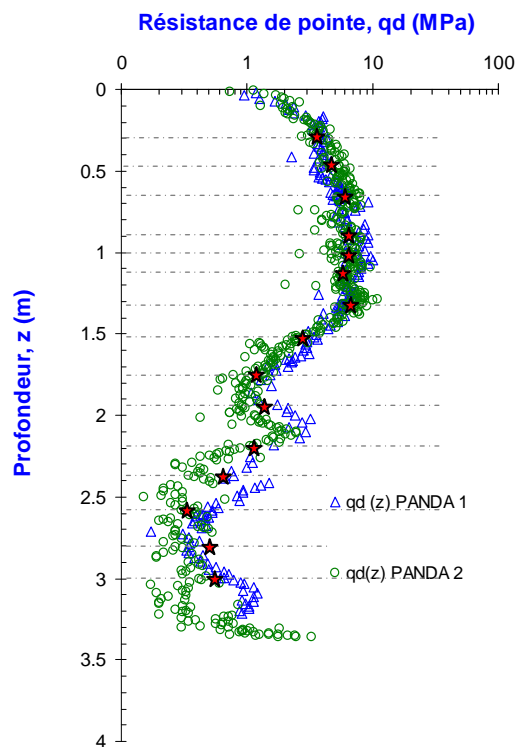


Figure 3-35 : signaux pénétrométriques obtenus en cuve de sable au laboratoire. Comparatif Panda 1 et Panda 2. Paliers de mesures dynamiques.

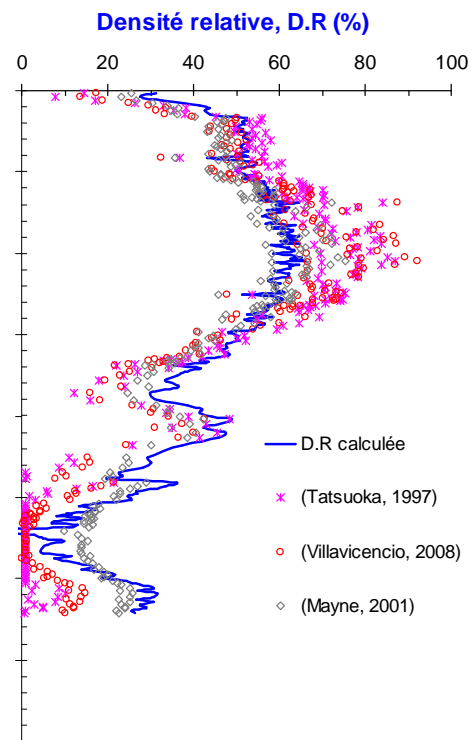
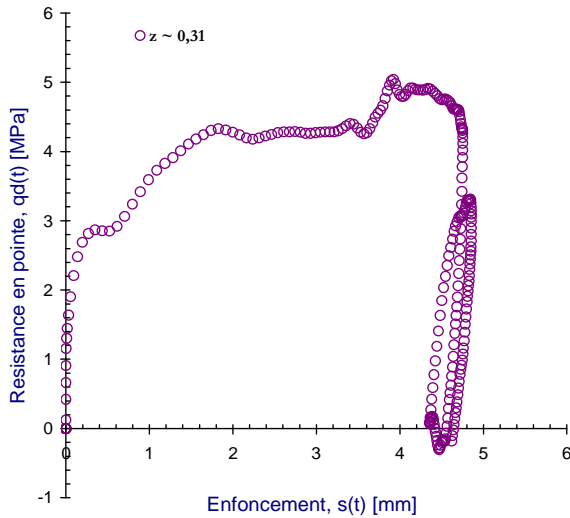


Figure 3-36 : profil de variation de la densité relative. Comparatif entre valeurs calculées et celles obtenues par le biais des corrélations (cf. tableau 3-6).

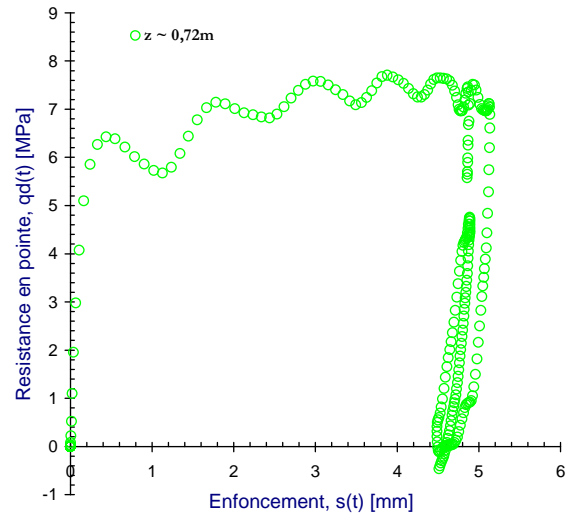
Par ailleurs, nous avons calculé la variation de la densité relative (D.R) du sable en fonction de la profondeur. Celle-ci est comparée aux valeurs estimées à partir des corrélations existant dans la littérature pour divers sables (cf. tableau 3-6). Pour ce faire on tient compte du fait que, pour les sables, la résistance dynamique  $q_d$  du Panda est sensiblement égale à la résistance statique  $q_c$  (**Escande, 1994 ; Zhou, 1997 ; Vachon, 1999**), ceci étant vérifié dans cette cuve de sable par **Arbaoui (2003)** par le biais d'essais comparatifs avec un pénétromètre statique Gouda. On constate ainsi la bonne correspondance entre l'estimation et nos calculs (cf. figure 3-36). La première couche se trouve dans un état plutôt dense alors que la couche inférieure est très lâche. On verra plus loin que l'état de densité du matériau joue un rôle important dans nos mesures et dans les calculs de la courbe charge-enfoncement en pointe.

### b. Résultats et courbes expérimentales types obtenues

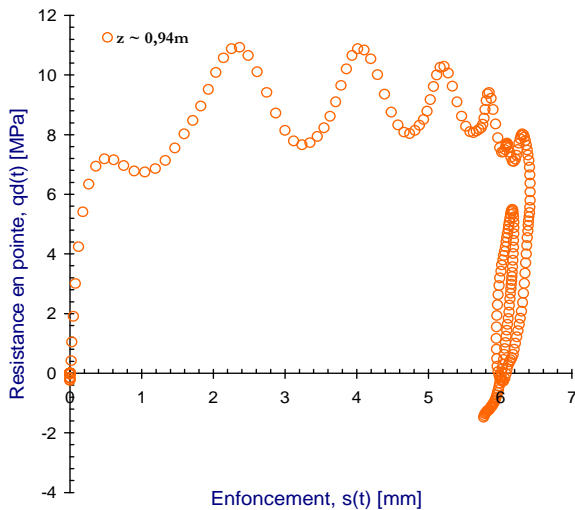
Les enregistrements dynamiques sont effectués à différents paliers de profondeur, indiqués sur le pénétrogramme de la figure 3-35. En moyenne trois coups de marteau sont enregistrés pour chaque palier. La figure 3-37 illustre des exemples de courbes charge-enfoncement dynamique obtenues en pointe dans le massif du sol construit au laboratoire. Elles sont obtenues à partir de la méthode JA et lissées à la fréquence de 8kHz, donc approximativement tous les 60 échantillons.



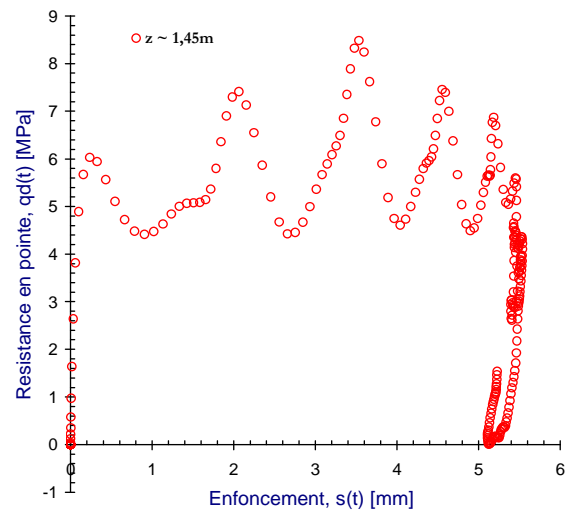
(a) courbe type obtenue pour le palier  $z : 0,30\text{m}$



(b) courbe type obtenue pour le palier  $z : 0,30\text{m}$



(c) courbe type obtenue pour le palier  $z : 0,95\text{m}$



(d) courbe type obtenue pour le palier  $z : 1,45\text{m}$

Figure 3-37 : exemple de courbes charge-enfoncement dynamique obtenues à différentes profondeurs dans un massif de sol reconstruit au laboratoire.

On peut constater la répétitivité des courbes obtenues pour chaque palier de mesure, sur la figure 3-37, montrant des exemples types. Il est possible aussi d'observer :

- une augmentation rapide des contraintes sous la pointe. La transmission des ondes de la tige au sol reste stable pendant une période courte de chargement ( $\sim 1\text{ms}$ ),

- le phénomène de rupture a tendance à rester presque constant. Des concentrations d'efforts sont remarquables lorsque la longueur des tiges augmente,
- le comportement du sol lors du déchargement revient au régime linéaire. La dispersion des ondes ainsi que les concentrations des contraintes se sont stabilisées.

Toutefois, on doit insister sur les difficultés pratiques que présente l'obtention d'une telle courbe. En effet au cours de ces expériences nous avons remarqué l'existence d'efforts de frottement latéral le long de tiges. L'utilisation d'une pointe non débordante dans un sable ne permet pas en effet de s'affranchir de ce type d'efforts, même si ceux-ci sont faibles dans le cas des sables. Ainsi des réflexions préalables et par conséquent l'amortissement et la dispersion de l'onde descendante ont eu lieu, entraînant de perturbations et des divergences dans le calcul de la contrainte et de la vitesse en pointe. Le découplage de ces efforts est possible, mais des calculs numériques itératifs (type capwap) s'avèrent nécessaires. Il est conseillé donc d'utiliser une pointe débordante avec un système permettant de s'affranchir du frottement latéral.

Par ailleurs, nous avons constaté que la faible densité du sable rend difficile l'interprétation des signaux. Lorsque nous sommes en présence d'un sable lâche, le changement d'impédance est très important. Dans ces cas, l'impédance mécanique des tiges ( $Z_t = E_t c_t^{-1}$ ) est environ 100 à 200 fois celle du sable lâche ( $Z_s = E_s c_s^{-1}$ ). Sous ces conditions, la contrainte en pointe est presque nulle et la vitesse de l'onde en pointe double. Ceci est le cas d'une extrémité libre et le pénétromètre est donc projeté comme un missile dans le sol. Ainsi la durée de l'enfoncement peut atteindre très facilement les 50ms voire plus, entraînant la propagation d'ondes dispersives dans le système ce qui complique l'analyse. Une solution consiste à réduire considérablement l'énergie de battage en réduisant la vitesse d'impact.

#### V.3.4. Bilan

Dans cette section nous avons montré la faisabilité d'un essai pénétrométrique où le principe est de déterminer le comportement charge-enfoncement en pointe à partir des mesures dynamiques réalisées depuis la surface au cours du battage. L'appareillage constitue un premier prototype en amont des diverses améliorations. Pour ce faire, différents capteurs sont placés vers la tête de battage. Le découplage des ondes élémentaires (ondes descendantes et ondes remontantes) permet de tracer la courbe charge-enfoncement en pointe pendant un choc. La répétitivité de la courbe obtenue a été vérifiée par le biais d'essais réalisés dans quatre matériaux différents (béton, bois et deux sols : sable et sable argileux). Néanmoins, les essais dans la cuve de sable ont permis de mettre en évidence la difficulté pratique d'obtention de cette courbe. Les effets du frottement latéral compliquent l'analyse des signaux et peuvent introduire des erreurs non négligeables dans les calculs. Ainsi l'utilisation d'une pointe débordante est conseillée pour la suite.

De manière générale, les résultats obtenus sont satisfaisants et suffisent pour conclure de manière générale quant à la procédure d'essai et les conditions de réalisation des mesures. Nous avons montré que la courbe obtenue expérimentalement est une courbe reproductible et de qualité dans des conditions relativement bien maîtrisées (essais en chambre d'étalonnage). Toutefois, la courbe charge-enfoncement dynamique obtenue expérimentalement requiert une procédure d'interprétation précise et bien définie en terme de déformabilité et de rupture du sol.



#### V.4. Exploitation et interprétation des courbes : approche préconisée

Dans cette partie nous exposons les diverses méthodes d'exploitation des signaux enregistrés lors du battage ainsi que de la courbe ( $\sigma$ - $s$ ) dynamique en pointe calculée. Pour ce faire, on avait le choix entre deux méthodes d'analyse, à savoir :

- utiliser une approche numérique d'ajustement des signaux et rechercher les paramètres les plus satisfaisants (cf. paragraphe IV.3), ou
- utiliser une approche analytique simple permettant de déterminer directement les paramètres de la loi de comportement supposée à l'interaction pointe/sol.

Compte-tenu de la simplicité du problème (le frottement latéral est négligé) et de la rapidité d'analyse, la deuxième approche est retenue. Dans un premier temps on s'intéresse à la construction de la polaire de choc pour le matériau sous la pointe. Ceci est une analyse simple et rapide permettant d'une part d'observer le comportement contrainte-déformation à la pointe et d'autre part d'estimer de manière théorique la célérité de l'onde de compression transmise au sol. Ensuite on s'intéresse à l'exploitation de la courbe ( $\sigma$ - $s$ ) calculée en pointe et notamment à la détermination des paramètres de rupture (résistances statique et dynamique) et de déformation (module de déformation en décharge). Pour chaque essai exposé on définit toutes ces grandeurs, permettant ainsi d'apprécier dans quelle mesure il est possible d'étudier la déformabilité du sol testé à l'aide d'un tel appareillage.

##### V.4.1. Construction de la polaire de choc

Soient deux milieux adjacents A et B (respectivement le pénétromètre et le sol), homogènes et isotropes, séparés par une surface plane et, se propageant dans le milieu A, une onde plane telle que la surface d'onde se confonde avec la surface de séparation de A et B dès qu'elle l'atteint. Tant que A et B restent accolés, leurs particules respectives, de part et d'autre de la surface de séparation, sont animées à chaque instant de la même vitesse  $v(t)$  et le principe d'action et de réaction exige que la contrainte normale  $\sigma(t)$  soit également la même des deux côtés. Il existe ainsi une équation mixte appelée polaire de choc qui lie  $\sigma(t)$  et  $v(t)$  au passage d'une surface d'onde. Dans le domaine de l'élasticité linéaire la polaire de choc correspond à une droite de pente  $Z = \gamma c$ , avec  $Z$ ,  $\gamma$  et  $c$  l'impédance mécanique, la densité et la célérité du milieu respectivement.

**Aussedat (1970)** introduit cette approche pour l'analyse du battage. Il postule qu'en mesurant le pic de contrainte de l'onde incidente  $\sigma_I$  et le pic de contrainte de l'onde réfléchie  $\sigma_R$  et en connaissant la polaire de choc des tiges, il est tout à fait possible de reconstruire la polaire de choc du sol rencontré en pointe. Cette pensée a été reprise plus tard par **Meunier (1974)**, qui a étudié la polaire de choc des sols suivant des lois de comportement diverses (élasticité, viscosité, plasticité...). Toutefois, cette approche n'a pas vu son usage se répandre, notamment à cause de la difficulté de découpler les ondes. Ceci n'est plus un problème. En effet, nous sommes capables de découpler les ondes et donc de connaître  $\sigma_I$  et  $\sigma_R$  pour chaque coup de marteau. Ainsi, il est possible d'estimer la polaire de choc du sol rencontré.

Supposons initialement les deux milieux, pénétromètre et sol, au repos. Juste après l'impact seules les tiges sont parcourues par l'onde de compression  $u(t)$ . Elle laisse derrière elle le milieu dans l'état  $(\sigma_I, v_I)$  (avec  $\sigma_I = \gamma c v_I$ ). L'onde de compression  $u(t)$  parvient alors à l'interface des deux milieux. Une onde transmise  $u_T(t)$  passe dans le sol alors qu'une onde réfléchie  $u_R(t)$  revient dans le pénétromètre. Dans le sol, l'onde  $u_T(t)$  rencontre un milieu au repos et après son passage l'état du sol est situé, dans le diagramme de la figure 3-38, sur la droite passant par l'origine et de pente  $Z_s = \gamma_s c_s$ .



Dans les tiges, l'onde  $u_R(t)$  rencontre le milieu dans l'état  $\sigma_I, v_I$ . Après son passage, l'état du milieu est situé sur la droite de pente  $-Z_I = -\gamma_I c_I$  (car l'onde se déplace dans le sens négatif) et passant par  $\sigma_I, v_I$ . A l'interface pointe/sol l'onde réfléchie se superpose à l'onde incidente et la contrainte résultante est  $\sigma_I + \sigma_R$ . Les deux polaires de choc se coupent ainsi au point  $(\sigma_T, v_T)$  marqué D sur la figure 3-38. Ce point appartient également à la polaire du sol.

Connaissant la polaire de choc des tiges on peut construire très facilement celle du sol. Pour chaque coup de marteau on enregistre les contraintes  $\sigma_I$  et  $\sigma_R$ . En faisant varier la vitesse d'impact il est possible d'obtenir d'autres points et finalement de pouvoir tracer un secteur de la polaire du sol.

Quant au sol, on suppose qu'il n'a pas le temps de se déformer beaucoup radialement pendant les quelques dizaines de microsecondes que dure la montée de l'impulsion (60 $\mu$ s). Il ne se déformera en bulbe que beaucoup plus tard. Sollicitées verticalement ses particules commenceront, sous le centre de la pointe, par prendre une vitesse verticale et l'onde sera au départ en première approximation longitudinale.

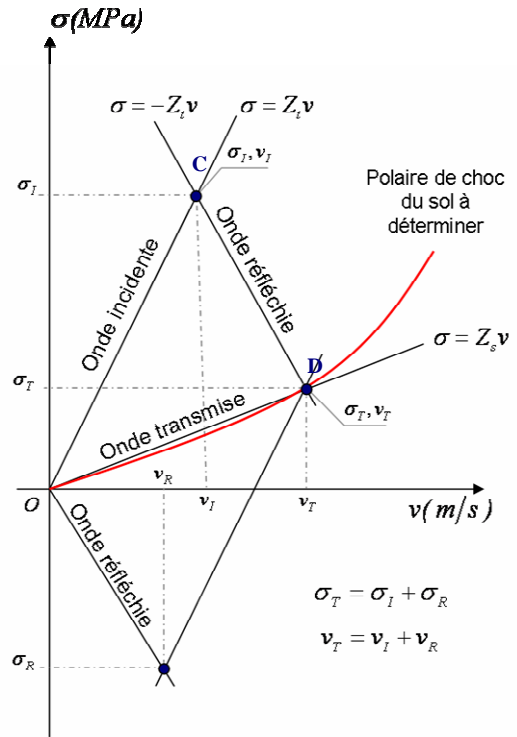


Figure 3-38 : schéma d'une polaire de choc et principe de construction de la polaire de choc du sol rencontré en pointe (cf. Aussedat, 1970).

De cette manière, la connaissance de la polaire de choc du sol se révèle très intéressante. En effet, **Aussedat (1970)** et **Meunier (1974)** montrent que contrainte et déformation, ainsi que vitesse particulaire et déformation, sont reliées pendant le passage d'une onde de choc dans le sol. Les auteurs montrent, suivant le modèle rhéologique pris en compte (élastique, plastique, visqueux ainsi que leur combinaisons), la forme de la polaire de choc à déterminer. En conséquence la connaissance de la polaire permet d'estimer le comportement rhéologique du sol rencontré et aussi d'estimer les paramètres mécaniques la définissant. La connaissance de la polaire de choc du sol permet ainsi d'estimer la célérité longitudinale de l'onde de compression dans le massif du sol, supposé avoir un comportement élastique linéaire à faibles contraintes. A titre indicatif, nous donnons ci-après quelques valeurs de vitesses des ondes de compression ainsi que des modules dynamiques en fonction de la nature des terrains rencontrés (cf. tableau 3-7). En outre, d'après (**Lakshmanan et Bertrand, 1984**) cités par **Cassan (1988)**, les modules de compression simple dynamique se classent dans les limites indiqués sur le tableau 3-8.

Nous avons construit la polaire de choc pour les matériaux exposés dans le paragraphe V.3.1 (cf. figure 3-39). La comparaison de ces courbes permet de remarquer les différents comportements des matériaux testés et l'évolution de la célérité de l'onde.

Nature du sol	vitesse de l'onde de compression (m/s)
- sables et graviers secs.	500 à 1000
- sables humides.	600 à 1800
- argiles.	1000 à 2500
- marnes.	1800 à 3500
- terrains lâches.	200 à 500
- béton.	3200 à 4000
- bois.	2000 à 7000

Tableau 3-7 - Vitesses des ondes de compression pour divers types de sols.

Nature du sol	Modules de compression simple dynamique (MPa)
- argiles très molles, vases, remblais hydrauliques.	10 à 100
- argiles moyennes.	100 à 500
- sables et graviers, remblais rocheux	500 à 1500
- terrains rocheux altérés.	1000 à 5000
- calcaires tendres, craie.	5000 à 10000

Tableau 3-8 - Module de compression simple dynamique pour divers types de sols (Lakshmanan et Bertrand, 1984).

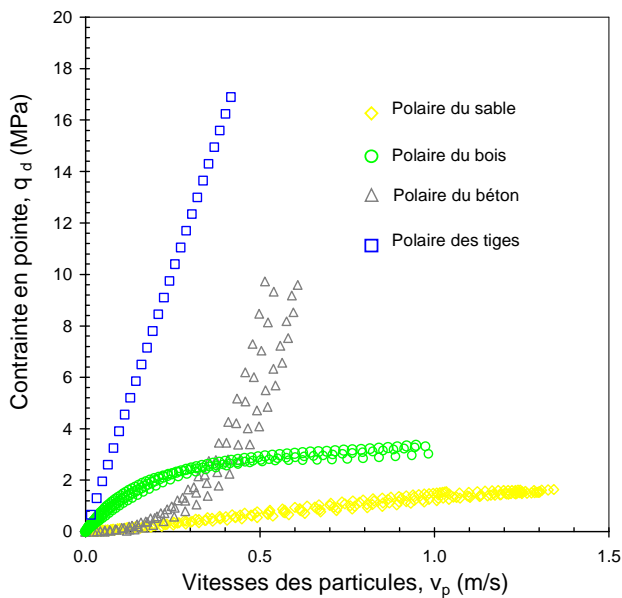


Figure 3-39 : comparaison des polaires de choc pour divers matériaux : (a) sable, (b) bois et (c) béton.

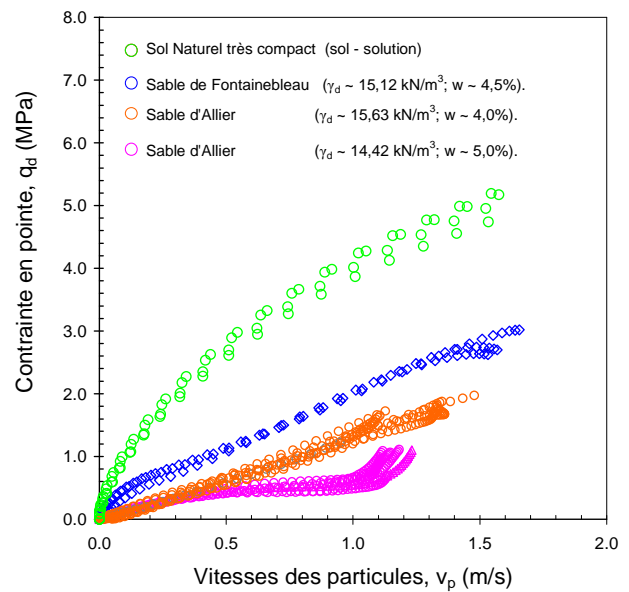


Figure 3-40 : comparaison des polaires de choc des sols : (a) sol naturel (sable argileux), (b) sable de Fontainebleau et (c) sable d'Allier.

Ainsi, dans le cas de la polaire du béton, la pente augmente avec la vitesse (ou la déformation) jusqu'à la rupture sous la pointe, donc la célérité aussi. A contrario, dans le cas de la polaire du bois, la pente diminue avec la vitesse donc la célérité diminue également et l'onde aura donc une tendance à s'étaler. Quant au cas du sable la pente de la polaire de choc est quasi uniforme et donc la célérité reste presque constante. Ces remarques sont valables pour le transfert d'ondes juste avant la rupture. Par ailleurs, nous avons calculé la célérité des ondes en supposant la proportionnalité entre la contrainte et la vitesse particulaire de l'onde (*Aussedat, 1970*). Pour ce faire nous avons enregistré les pics de contrainte de l'onde incidente  $\sigma_I$  et de l'onde réfléchi  $\sigma_R$ , permettant ainsi de calculer la contrainte et la vitesse de l'onde transmise à l'interface pointe/milieu. Dans le tableau 3-9 on ajoute quelques exemples de résultats qui sont très proches de ceux proposés dans la littérature (cf. tableau 3-7).

Matériau	impact	$\sigma_I$ (MPa)	$\sigma_R$ (MPa)	$v_I$ (m/s)	$\sigma_T$ (MPa)	$v_R$ (m/s)	célérité (m/s)	$\varepsilon_{p^*}$ (%)
- Béton :	1	11,50	7,15	0,28	4,35	0,46	3944	0,012
	2	14,29	8,77	0,35	5,52	0,57	4045	0,014
	3	16,89	11,37	0,42	5,52	0,70	3301	0,021
- Bois* :	1	32,22	26,89	0,80	5,32	1,43	5200	0,028
	2	45,15	34,88	1,13	7,86	2,00	5516	0,036
	3	50,22	38,00	1,21	8,16	2,16	5034	0,045
- Marne :	1	65,94	34,95	1,64	12,00	2,52	2227	0,113
	2	66,91	34,36	1,67	12,60	2,53	2330	0,108
	3	84,12	43,98	2,10	15,54	3,20	2272	0,141
- Sable** :	1	24,56	20,53	0,61	1,56	1,12	824	0,136
	2	27,80	23,91	0,69	1,51	1,29	695	0,185
	3	36,64	30,47	0,91	1,89	1,67	849	0,197
- Sable*** :	1	23,53	22,58	0,58	0,94	1,14	561	0,203
	2	27,45	26,76	0,68	0,70	1,34	352	0,381
	3	30,59	29,74	0,76	0,85	1,49	384	0,388

(\*) L'impact est réalisé dans le sens parallèle aux fibres (cf. Figure 3-18.b). (\*\*) sable d'Allier moyennement dense ( $\gamma \sim 16,5 \text{ kN/m}^3$ ), (\*\*\*) sable d'Allier lâche ( $\gamma \sim 14,5 \text{ kN/m}^3$ ).

Tableau 3-9 Estimation sur la célérité de l'onde à partir des caractéristiques de la polaire de choc.

Par ailleurs, nous avons construit la polaire de choc pour quelques sols (principalement des sables). Ceci avait pour but de vérifier la sensibilité de la méthode aux variations de l'état de compactage du sol. La figure 3-40 illustre la polaire pour chaque sol testé. Les variations sont évidentes. Tout comme pour les exemples précédents, nous avons calculé la célérité de l'onde à partir des valeurs de  $\sigma_I$  et  $\sigma_R$ . Quelques exemples sont affichés dans le tableau ci-dessus, correspondant au cas du sable lâche et moyennement dense. Les résultats se trouvent dans la plage de variation proposée dans la littérature.

Nous avons montré qu'une analyse simple peut fournir des renseignements intéressants sur le comportement du milieu rencontré en pointe. Ceci est le cas de la polaire de choc, relation biunivoque entre la contrainte et la vitesse particulière de l'onde. En effet, en s'appuyant sur les travaux réalisés par **Aussedat (1970)** nous avons construit une partie de la polaire de choc de différents matériaux. On montre que l'allure de chaque courbe est différente suivant le matériau testé. De plus, la polaire de choc est sensible aux variations de densité du sol. Ainsi la détermination et l'étude de la polaire de choc se révèlent très intéressantes. Cependant, l'exploitation de cette courbe n'est pas aisée. Quelques hypothèses doivent être faites. Parmi elles, il faut adopter un modèle de comportement rhéologique permettant de relier les tenseurs de contrainte et de déformation pendant le passage de l'onde de choc dans le milieu (**Meunier, 1974**). Toutefois, tout comme il a été montré par **Aussedat (1970)**, nous avons montré que la polaire de choc peut être interprétée en considérant l'élasticité parfaite du milieu, permettant ainsi d'estimer la célérité de l'onde pour le matériau rencontré en pointe. Les résultats obtenus sont en bon accord avec la littérature.

## V.4.2. Interprétation de la courbe $\sigma$ - $s$ dynamique

### a. Considérations initiales

De manière générale, on accepte dans une première approche le fait que la contrainte résultante en pointe  $\sigma_p$  est la résultante de la superposition d'une composante statique  $R_s(t)$  et d'une composante dynamique  $R_d(t)$  (cf. équation 3-20). La composante statique  $R_s(t)$  obéit à une loi élastoplastique parfaite comportant une phase élastique linéaire et une phase d'écoulement plastique (cf. figure 3-12). Quant à la composante dynamique on adopte les modèles proposés par **Smith (1962)** et **Goble et al. (1975)** (cf. paragraphe IV.2.2). La résistance dynamique est ainsi supposée être linéairement proportionnelle à la vitesse d'enfoncement. Le facteur de proportionnalité est dit coefficient d'amortissement noté  $J_i$ , avec  $i : s$  ou  $c$  pour Smith ou Case respectivement.

$$q_d(t) = R_s(t) + R_d(t) \quad \text{équation 3-20}$$

Le but est ainsi de pouvoir déterminer les deux composantes à partir des signaux  $q_d(t)$ . Ceci est traité succinctement ci-après.

### b. Détermination de la résistance statique

Dans l'état d'écoulement plastique, la résistance offerte à l'enfoncement de la pointe est la résultante de  $R_s(t)$  et de  $R_d(t)$ . Toutefois on accepte que, lorsque la pointe atteint l'enfoncement maximal, la vitesse d'enfoncement est alors nulle, la composante dynamique  $R_d(t)$  s'annule (**Boguslavskii et al., 1996**), et par conséquent  $q_d(t) = R_s(t)$ . Ainsi on cherche à partir de la trace d'enfoncement  $s_p(t)$  l'instant  $t_i$  pour lequel  $s_p(t_i) = \max$  et  $v_p(t_i) \sim 0 \text{ m/s}$  et de cette façon,  $R_s(t) = q_d(t_i)$ . De manière générale, on détermine la résistance statique comme la valeur moyenne de  $q_d(t)$  dans l'intervalle de temps  $[t_i - 0,1 \text{ ms} ; t_i + 0,1 \text{ ms}]$  tel que la vitesse d'enfoncement  $v_p(t)$  est comprise entre  $\pm 0,01 \text{ ms}^{-1}$ .

Une technique plus empirique mais fondée sur le même principe consiste à fournir entre 3 à 5 coups de marteau à vitesse d'impact variable. L'objectif est de tracer la courbe de la résistance maximale en pointe  $q_d(t)$  (généralement calculée d'après la méthode Case) en fonction de la vitesse d'impact  $v_p(t)$  permettant ainsi de retrouver par régression linéaire la valeur de la composante statique  $R_s(t)$ . Celle-ci correspond à la valeur de  $q_d(t)$  pour  $v_p(t) = 0$ . En outre, la pente de la droite de régression correspond à la valeur du coefficient d'amortissement  $J_i$  du modèle adopté (Smith ou Case).

Dans ce travail on retient la première approche. Ainsi pour chaque enregistrement effectué on extrait la valeur de la composante statique  $R_s(t)$  quand la vitesse d'enfoncement  $v_p(t)$  de la pointe est nulle.

### c. Détermination de la résistance dynamique et du coefficient d'amortissement

Une fois déterminée la valeur de  $R_s(t)$ , la composante dynamique correspond à la différence entre  $q_d(t)$  et  $R_s(t)$  dans l'intervalle d'enfoncement  $[s_e ; s_{\max}]$  avec  $s_e$  enfoncement élastique (inférieur à 2mm, d'après **Arbaoui, 2003**) et  $s_{\max}$  l'enfoncement maximal (cf. Figure 3-41).

$$R_d(t) = q_d(t) - R_s(t) \quad \forall t \rightarrow s_p(t) \in [s_e ; s_{\max}] \quad \text{équation 3-21}$$

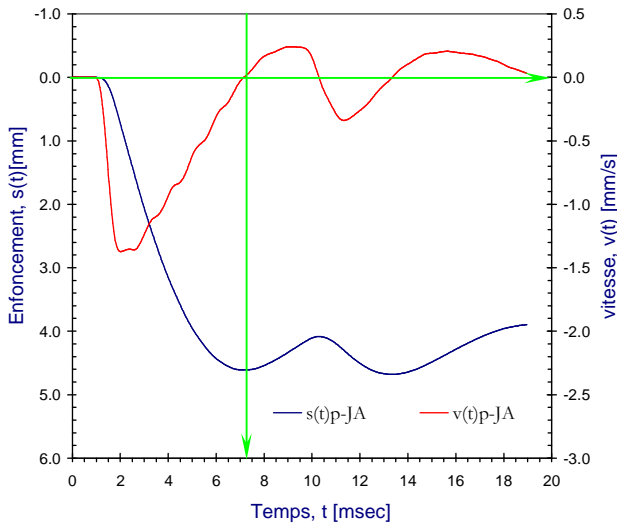


Figure 3-41 : exemples de courbes d'enfoncement et de vitesse d'enfoncement.

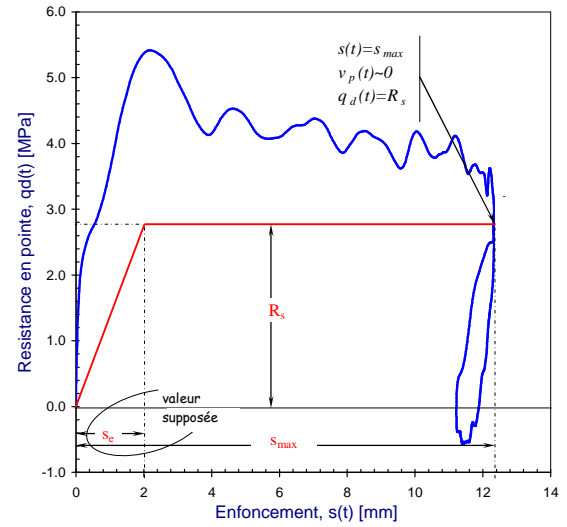


Figure 3-42 : Schéma d'exploitation de la courbe charge enfoncement pénétrométrique.

Quant au coefficient d'amortissement, il est également déterminé dans l'intervalle d'enfoncement  $[s_e ; s_{max}]$ . L'intérêt de déterminer un tel paramètre est d'obtenir un paramètre lié à la viscosité du sol, permettant également de caractériser le type de sol rencontré en pointe (cf. figure 3-13 ).

$$J_i = \begin{cases} \frac{R_d(t)}{R_s(t)v_p(t)} & \text{pour } i = s \\ \frac{R_d(t)}{Z_p v_p(t)} & \text{pour } i = c \end{cases} \quad \forall t \rightarrow s_p(t) \in [s_e ; s_{max}] \quad \text{équation 3-22}$$

Où  $s$  et  $c$  sont les coefficients d'amortissement respectivement de Smith et de Case (cf. paragraphe IV.2.2).

#### d. Définition et détermination des modules

L'enfoncement pénétrométrique n'est pas un chargement monotone mais cyclique. De manière générale, on peut considérer que juste après le premier chargement l'ensemble pénétrométrique vibre avec le sol (cf. Figure 3-28) et le comportement de celui-ci revient dans le domaine élastique. On peut remarquer une ou plusieurs boucles de déchargement-rechargement dans les courbes  $\sigma$ - $s$  (cf. Figure 3-44). Dans la pratique, d'autres essais géotechniques comportent dans leur procédure une phase de déchargement-rechargement avec exploitation des caractéristiques de déformation mesurées lors de cette boucle. En effet, les études théoriques et expérimentales réalisées à propos de l'essai cyclique au pressiomètre montrent le caractère élastique des courbes déchargement rechargement sur de fortes contraintes, ce qui permet par ce biais d'accéder au module élastique du sol (**Combarieu et Canépa, 2001**). **Zhou (1997)** et **Arbaoui (2003)** montrent que dans la boucle déchargement-rechargement réalisée lors d'un essai de chargement pénétrométrique, le module de déchargement est sensiblement constant et que celui-ci ne dépend pas de la vitesse de déchargement. En outre, le module en rechargement est aussi pratiquement constant, mais seulement à partir du troisième cycle de charge.

Ainsi, pour l'exploitation de la courbe obtenue par découplage d'ondes nous allons retenir l'approche employée par Arbaoui lors des essais de chargement cyclique (Arbaoui, 2003). Or, si nous assimilons la pointe terminée par un cône à une petite plaque circulaire rigide encastrée à une profondeur  $z$  à l'intérieur d'un massif élastique semi-infini non pesant de caractéristiques  $E$  et  $\nu$  (module d'Young et coefficient de Poisson respectivement), nous pouvons appliquer la formule de Boussinesq :

$$E = (1 - \nu^2) \frac{\Delta q_p}{\Delta s_p} \frac{\pi d_p^2}{4} \frac{1}{k_M} \quad \text{équation 3-23}$$

$q_p$  est la contrainte de pointe appliquée,  $s_p$  l'enfoncement correspondant et  $d_p$  le diamètre de la plaque (dans ce cas de la pointe),  $k_M$  est le coefficient d'encastrement de Mindlin (cité par Arbaoui, 2003) et qui est sensiblement égal à 2, l'encastrement pouvant être considéré comme infini.

Deux modules sont ainsi définis à partir de la courbe dynamique : le module sécant de déchargement noté  $E_{p3}^d$  et le module sécant de rechargement noté  $E_{p3}^r$  (cf. figure 3-44).

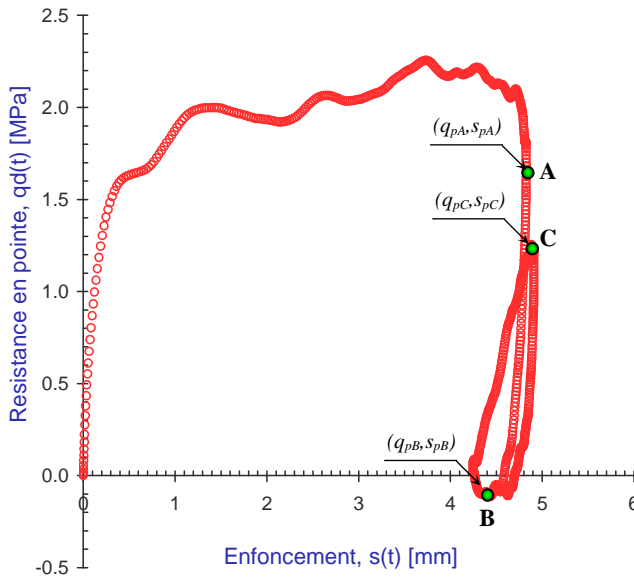


Figure 3-43 : courbe expérimentale charge-enfoncement dynamique en pointe.

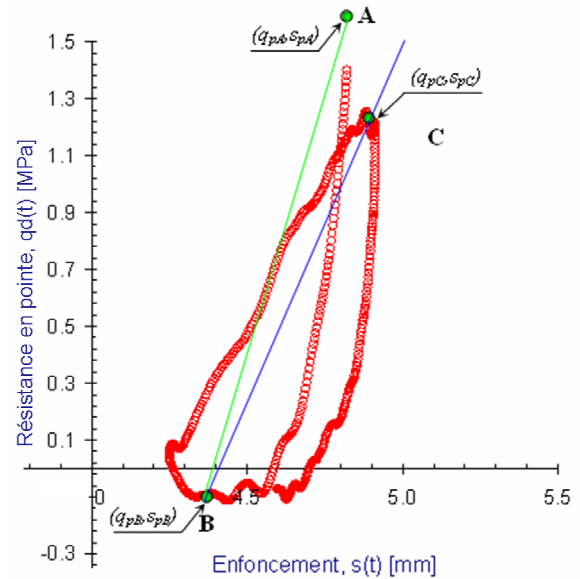


Figure 3-44 : exemple de boucle déchargement-rechargement

Le module sécant de déchargement est proportionnel à la pente de la droite AB montrée sur la Figure 3-44. Ici le point A correspond à l'instant où la valeur de l'enfoncement est maximal (donc  $v_p(t)$  et par conséquent  $R_d(t)$  est nul). Ainsi la valeur du module de déchargement est donnée par la formule :

$$E_{p3}^d = (1 - \nu^2) \left( \frac{q_{pA} - q_{pB}}{s_{pA} - s_{pB}} \right) \frac{\pi d_p^2}{4} \frac{1}{k_M} \quad \text{équation 3-24}$$

Quant à la valeur du module de rechargement, celui-ci est calculé entre les points B et C (cf. Figure 3-44) d'après l'expression suivante :

$$E_{p3}^r = (1 - \nu^2) \left( \frac{q_{pA} - q_{pB}}{s_{pA} - s_{pB}} \right) \frac{\pi d_p^2}{4} \frac{1}{k_M} \quad \text{équation 3-25}$$

Nous venons de montrer qu'il est possible, à partir de l'analyse des ondes incidentes et réfléchies ainsi que par l'exploitation de la courbe  $\sigma$ - $s$  dynamique calculée en pointe, d'obtenir des renseignements intéressants sur le phénomène d'enfoncement dynamique et d'estimer quelques paramètres gouvernant le comportement du sol au cours de l'enfoncement. Pour ce faire, quelques hypothèses simplificatrices ont été prises en compte.

Ainsi, en supposant que le comportement du sol reste élastique dans les premiers instants de chargement ( $< 1\text{ms}$ ) et en acceptant qu'il ne va pas se déformer en bulbe beaucoup plus tard (propagation longitudinale de l'onde) on peut construire sa polaire de choc. La célérité des ondes peut alors être estimée.

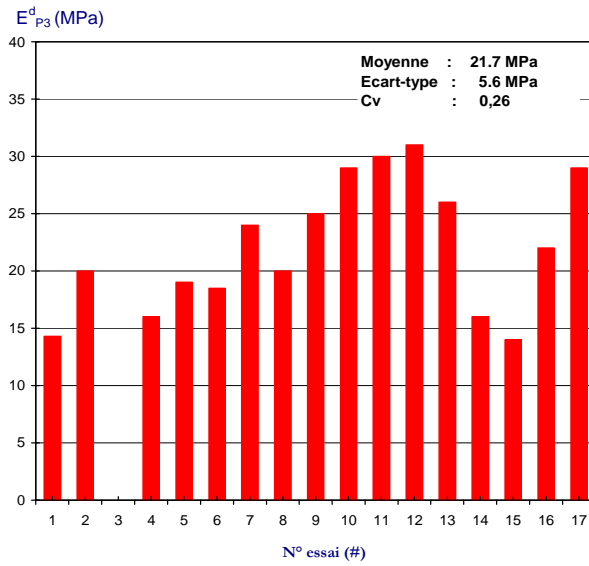
Quant à l'exploitation de la courbe  $\sigma$ - $s$  dynamique, nous avons tenu compte du fait qu'à l'instant où la vitesse d'enfoncement est nulle, la résistance opposée à l'enfoncement est proche de la résistance statique (les effets visqueux sont négligés). De plus, on suppose que juste après l'enfoncement principal, le comportement du sol revient au domaine élastique. Ainsi sol et pénétromètre vibrent ensemble. En assimilant la pointe à une petite plaque circulaire rigide encastree à une profondeur  $z$  et par le biais de la formulation de Boussinesq, il est possible d'estimer le module de déformation. Pour ce faire, nous avons exploité la partie où les cycles de déchargement rechargement de la courbe se suivent les uns après les autres. Deux modules sécants sont ainsi calculés, un en déchargement et l'autre en rechargement.

## V.5. Exploitation des enregistrements expérimentaux

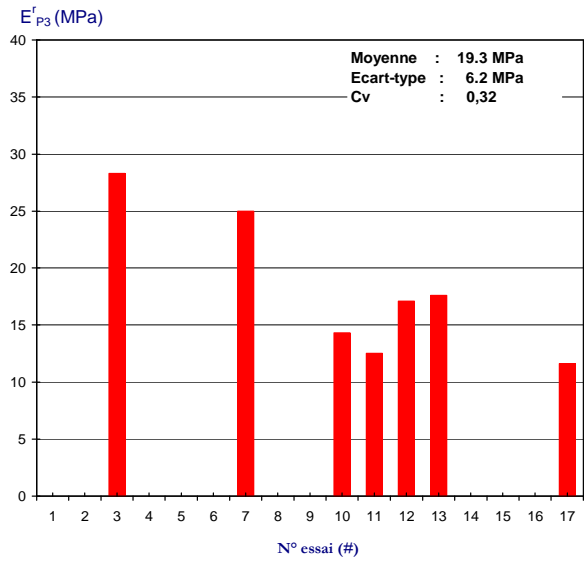
### V.5.1. Essais en chambre d'étalonnage : sable d'Allier

Conformément à la procédure d'exploitation des courbes  $\sigma$ - $s$  définie précédemment, nous avons déterminé, pour chaque coup enregistré, les valeurs de résistance à la rupture (résistance statique  $R_s$ , résistance dynamique  $R_d$  et coefficient d'amortissement de Smith  $J_s$ ) et les modules pénétrométriques sécants dans le premier cycle déchargement-rechargement. De plus nous avons calculé la célérité de l'onde  $c_s$  par le biais de la polaire de choc. Les résultats obtenus, présentés dans les figures 3-45 et 3-46, correspondent aux essais réalisés dans des éprouvettes lâches et moyennement denses. La dispersion des données, ainsi que la valeur moyenne obtenue pour chaque moule sont indiquées sur chaque figure.

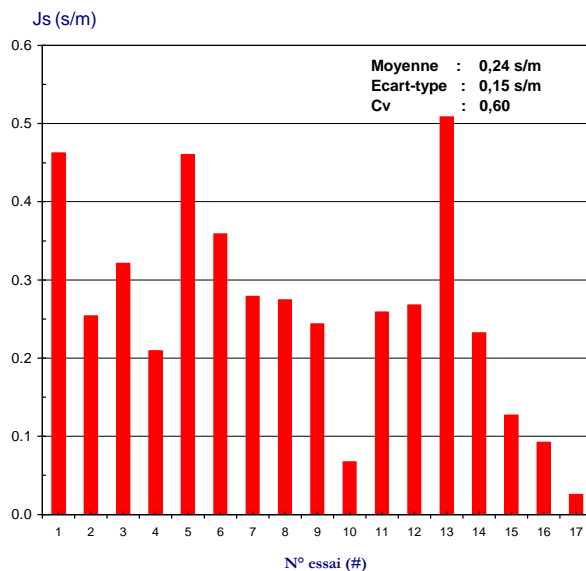
Quant à la détermination du module pénétrométrique en rechargement  $E_{p3}^r$  on notera que plusieurs modules n'ont pu être calculés, par manque d'acquisition des données. De manière générale, lorsque la durée de l'enfoncement était très longue, la mesure s'arrêtait avant que l'on puisse poursuivre les enregistrements au-delà du premier déchargement (cf. figure 3-45.b). Cet inconvénient sera facile à éviter avec un matériel plus élaboré.



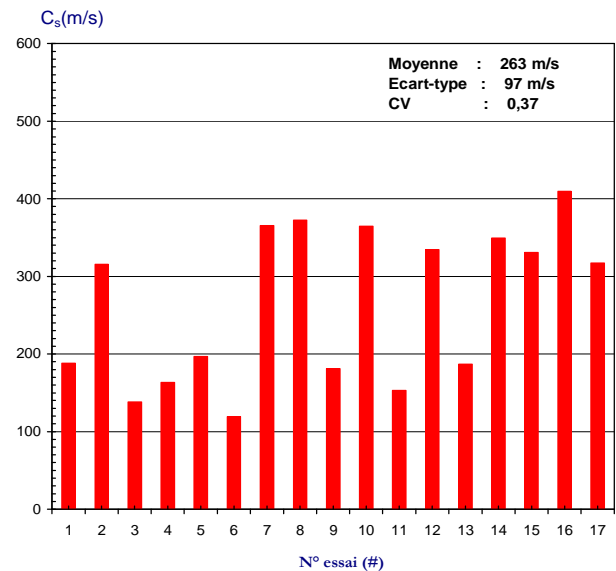
(a) Module pénétrométrique en déchargement.



(b) Module pénétrométrique en rechargement.



(c) Coefficient d'amortissement de Smith.

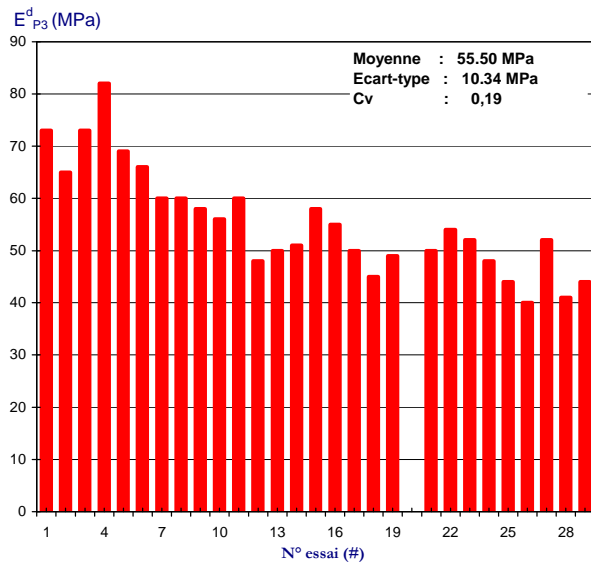


(d) Célérité longitudinale.

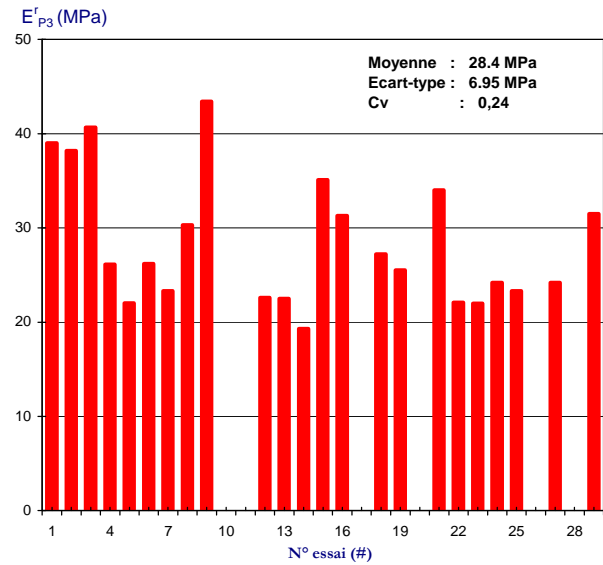
Figure 3-45 : Résultats - essais en chambre d'étalonnage - sable d'Allier lâche.

De manière générale on notera que la dispersion des résultats pour les modules  $E_{P3}^d$  et  $E_{P3}^r$  obtenus reste faible ( $cv < 0,26$ ). En effet, on peut remarquer que la valeur du coefficient de variation  $cv$  diminue lorsque la densité du milieu augmente (donc lorsque l'homogénéité du milieu est meilleure). Quant aux valeurs de la célérité longitudinale de l'onde dans le milieu (calculée à partir des enregistrements des pics de force des ondes descendantes et remontantes) la dispersion est presque la même ( $cv \sim 0,34$ ). Les valeurs trouvées sont tout à fait en accord avec celles proposées dans la littérature. Cependant, on verra plus loin que le but principal de la détermination d'un tel paramètre est d'aider à caractériser la nature du sol rencontré en pointe par le biais d'un paramètre lié à la viscosité du sol.

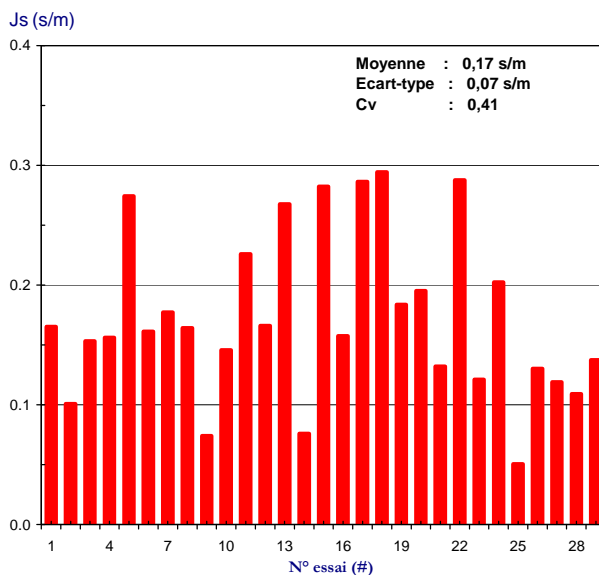




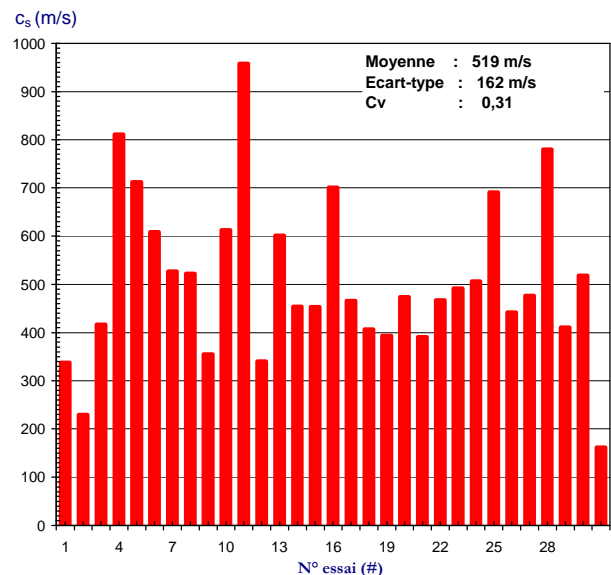
(a) Module pénétrométrique en déchargement.



(b) Module pénétrométrique en rechargement.



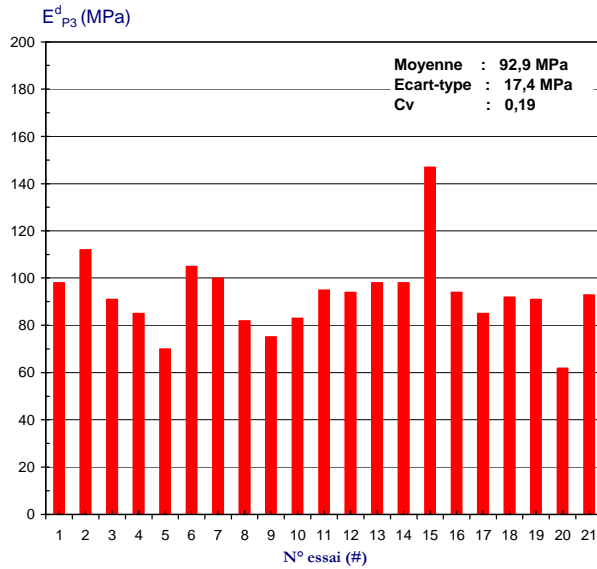
(c) Coefficient d'amortissement de Smith.



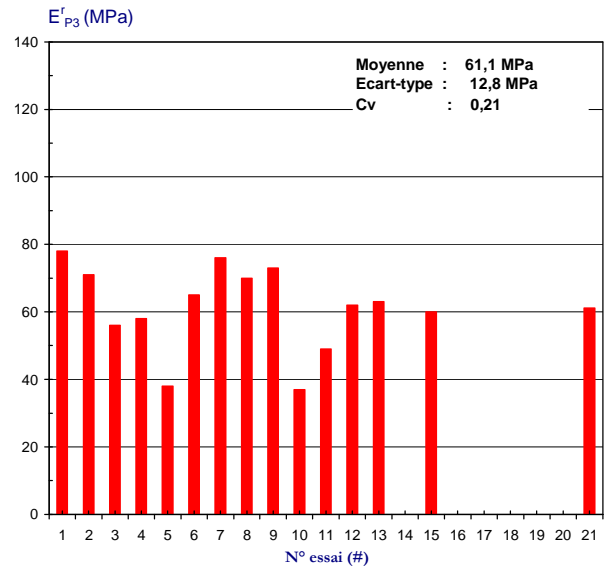
(d) Célérité longitudinale.

Figure 3-46 : Résultats - essais en chambre d'étalonnage - sable d'Allier moyennement dense.

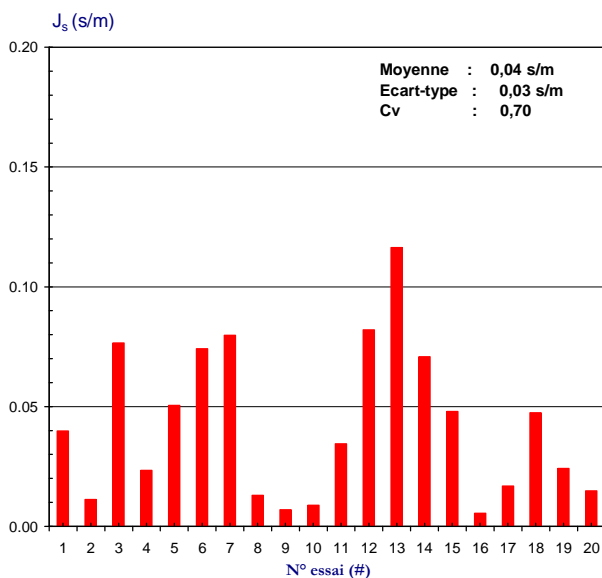
La dispersion est un peu plus importante ( $0,4 < cv < 0,6$ ) pour les valeurs du coefficient d'amortissement de Smith  $J_s$  (cf. figure 3-13). Une des causes principales peut être le fait de considérer ce paramètre comme linéairement proportionnel à la valeur de la vitesse d'enfoncement. En effet, **Coyle et Gibson (1970)** montrent que le coefficient d'amortissement semblerait varier comme une fonction exponentielle de la vitesse. Toutefois, la prise en compte d'un tel modèle complique l'analyse des nos signaux. Ainsi, par la suite on retient le modèle linéaire proposé par **Smith (1962)**, celui-ci permettant de simplifier raisonnablement le problème, les estimations effectuées étant satisfaisantes.



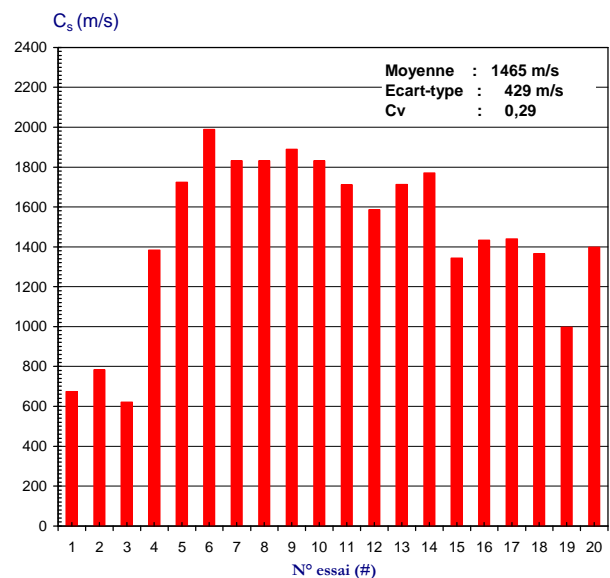
(a) Module pénétrométrique en déchargement.



(b) Module pénétrométrique en rechargement.



(c) Coefficient d'amortissement de Smith.



(d) Célérité longitudinale.

Figure 3-47 : Résultats - essais en cuve de sable - sable d'Allier dense.

### V.5.2. Essais en cuve

On rappelle que cet essai a été réalisé, à la différence des autres, avec une pointe non débordante de  $2\text{cm}^2$  de section projetée. Comme il a été indiqué précédemment, ceci n'assure pas de s'affranchir des efforts de frottement. En outre, le compactage très lâche de la couche inférieure de la cuve a créé une difficulté dans l'obtention des signaux. Les résultats présentés ici sont alors seulement ceux obtenus à partir d'essais réalisés dans la couche supérieure dense de la cuve.

	Moule n°1			Moule n°2			Cuve		
état	lâche			moyen			Dense		
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	~ 14,42			~ 15,63			~ 17,00		
	moyenne	écart-type	cv	moyenne	écart-type	cv	moyenne	écart-type	Cv
$E_{p3}^d$ (MPa)	21,7	5,6	0,26	55,5	10,34	0,19	92,9	17,4	0,19
$E_{p3}^r$ (MPa)	19,3	6,2	0,32	28,4	6,95	0,24	61,1	12,8	0,21
$J_s$ (s/m)	0,6	0,15	0,60	0,17	0,07	0,41	0,04	0,03	0,70
$c_s$ (m/s)	263	97	0,37	519	162	0,31	1465	429	0,29
$R_t$ (Mpa)	1,30	0,18	0,14	2,42	0,27	0,11	4,96	1,03	0,21
$R_s$ (Mpa)	1,13	0,70	0,62	1,95	0,21	0,11	5,47	1,25	0,23

Tableau 3-10 Synthèse de résultats obtenus en laboratoire sur le sable d'Allier.

Il est intéressant de remarquer l'ordre de grandeur du coefficient de variation  $cv$  dans les modules  $E_{p3}^d$  et  $E_{p3}^r$  obtenus. Il est d'environ 0,2. Il est un peu plus élevé pour la valeur de la célérité longitudinale de l'onde  $c_s$  ( $cv \sim 0,29$ ). Cependant, et comme pour les résultats obtenus en chambre d'étalonnage, la dispersion des valeurs du coefficient d'amortissement  $J_s$  reste importante ( $cv \sim 0,70$ ). Le tableau 3-10 contient un récapitulatif des résultats obtenus en chambre d'étalonnage et dans la cuve.

Enfin, nous proposons ici la confrontation de la résistance statique  $R_s$  et de la résistance totale en pointe  $q_d$  (cf. figure 3-48) et de la corrélation entre le module pénétrométrique en déchargement  $E_{p3}^d$  et de la résistance statique  $R_s$  (cf. figure 3-49). On peut constater, comme il a été indiqué par **Arbaoui (2003)**, que les relations linéaires sont encore acceptables, même si les coefficients de corrélation restent faibles dans le cas le cas de la corrélation  $E_{p3}^d - R_s$ .

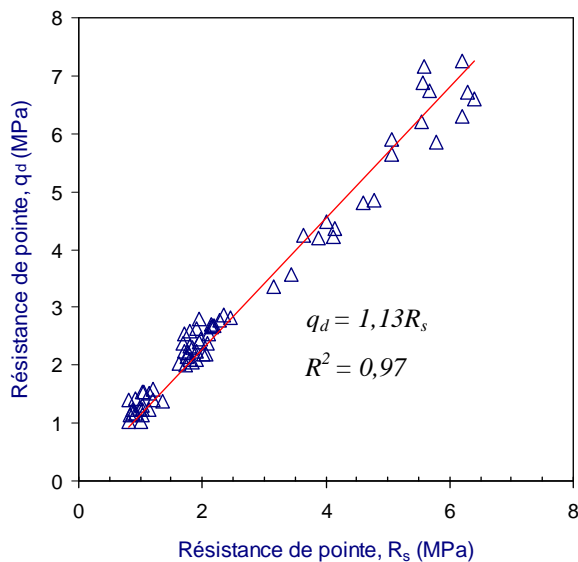
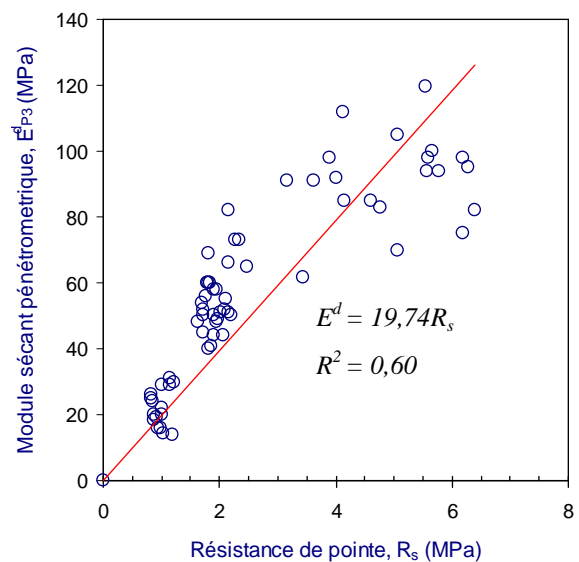


Figure 3-48 : relation entre la résistance de pointe statique et dynamique déterminés par l'analyses des signaux.

Figure 3-49 : relation entre le module pénétrométrique en déchargement  $E_{p3}^d$  et la résistance statique du sable.

Après avoir mis en place l'appareillage de mesure et vérifié par le biais des essais au laboratoire la faisabilité et la répétitivité des résultats obtenus, nous avons réalisé quelques essais sur sable en chambre d'étalonnage et dans un massif de sol recomposé au laboratoire. Une procédure d'exploitation des courbes obtenues en pointe est également proposée. Celle-ci a été testée dans le cas des essais réalisés sur sable d'Allier, soit en chambre d'étalonnage soit en cuve. Les résultats sont satisfaisants et très encourageants. En outre, la corrélation entre les paramètres issus de l'exploitation des courbes se révèle très intéressante. En effet, ces corrélations pourront s'avérer très utiles pour la caractérisation du sol rencontré en pointe.

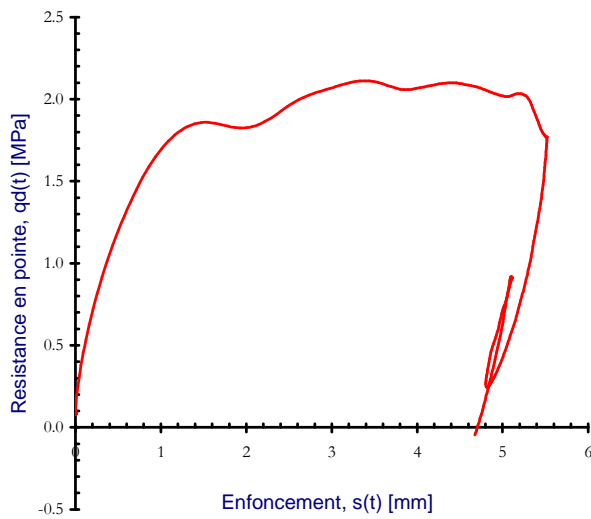
## V.6. Essais in situ

A la suite des essais en laboratoire nous avons entrepris la mise en œuvre du prototype d'essai en vraie grandeur, à côté du bâtiment de Sol Solution (cf. figure 3-50). De manière générale, le terrain est une formation argilo-calcaire de bas versant sur une épaisseur supérieure à 4m. Le substratum est ainsi représenté soit par le marnes, soit par les formations argilo-calcaires et sableuses. Toutefois, la zone testée est un remblai de 1,5m de hauteur composé principalement d'argiles sableuses.

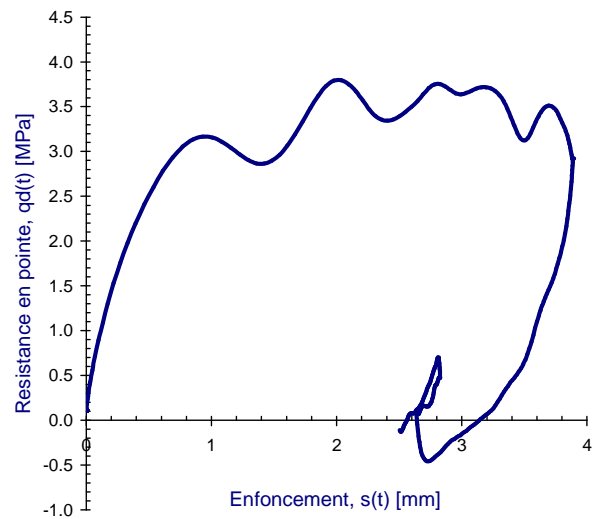
Trois essais ont été réalisés entre les mois d'avril et août 2008. La figure 3-50 présente la mise en place du dispositif d'essai et la réalisation du sondage en chantier. L'essai est réalisé avec la pointe fixe de 4cm<sup>2</sup> de section projetée. Pour s'affranchir du frottement latéral nous avons employé le système de tubage systématique. Le diamètre des tubes et la verticalité de l'essai ont rendu très facile cette tâche. Ainsi, et suite aux vérifications convenables, le frottement peut être négligé. La profondeur moyenne attendue est d'environ 2,50m où le toit du substratum de marne affleure. Une des principales difficultés rencontrées est liée aux effets météorologiques perturbant les mesures effectuées par les jauges. Les orages d'été ont entraîné des déclenchements automatiques des mesures. En effet, lorsque les tiges sont enfoncées dans le sol, l'ensemble se transforme en une sorte d'antenne.



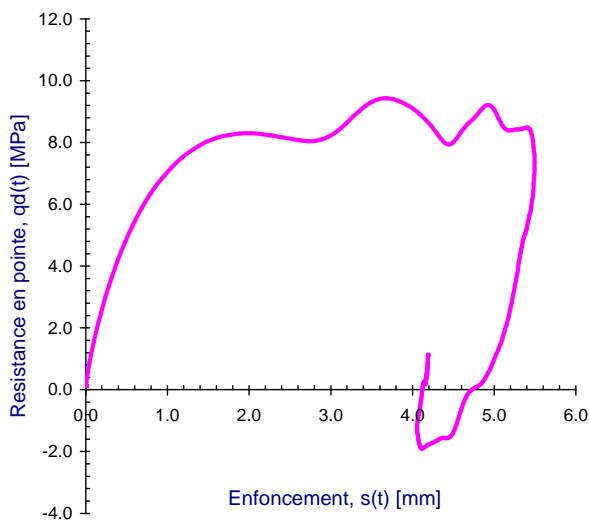
Figure 3-50 : exécution du sondage, réalisé le 23 d'avril du 2008.



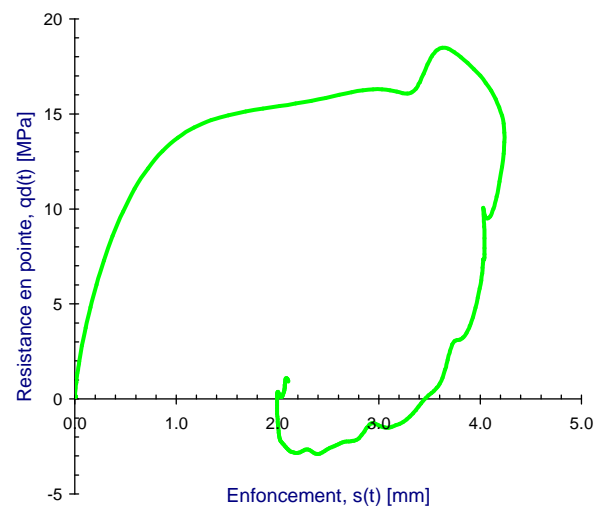
(a) exemple de courbe obtenue à profondeur  $z : 0,30\text{m}$ .



(b) exemple de courbe obtenue à profondeur  $z : 1,05\text{m}$ .



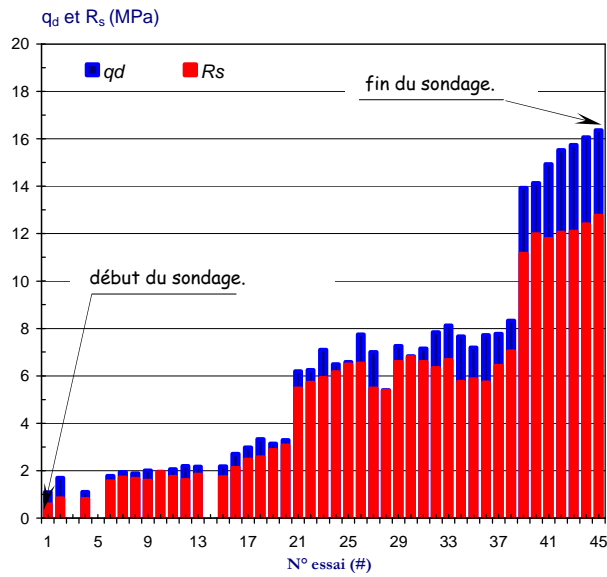
(c) exemple de courbe obtenue à profondeur  $z : 1,75\text{m}$ .



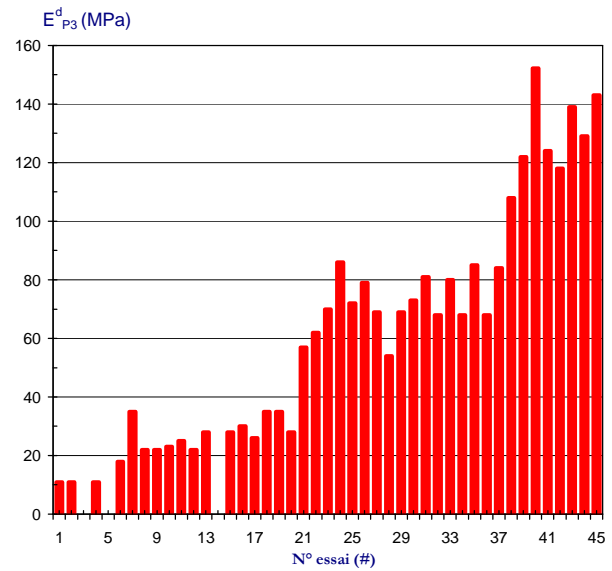
(d) exemple de courbe obtenue à profondeur  $z : 2,5\text{m}$ .

Figure 3-51 : Résultats - essais in situ – site à Riom.

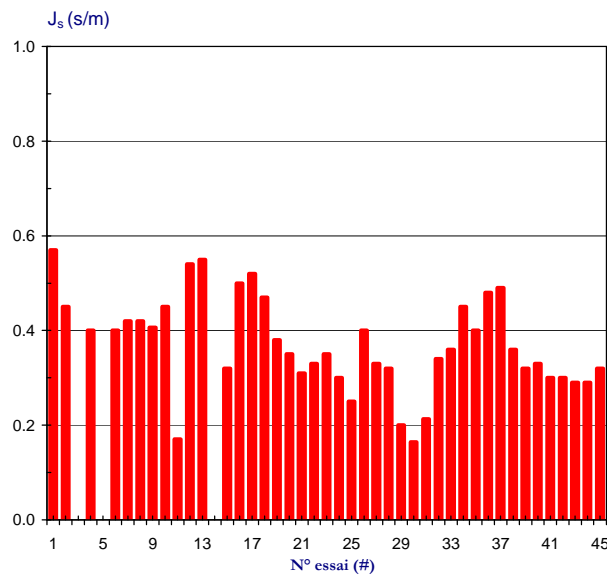
Quant aux mesures dynamiques, elles ont été réalisées par paliers. Pour chacun des paliers nous avons enregistré en moyenne quatre impacts. Chaque enregistrement est composé de deux mesures de déformations (forces) et d'une mesure d'accélération (vitesse). Toutefois, seul le découplage par le biais de la méthode JA a été pratiqué. En effet, outre le bruit de fond, nous nous sommes aperçu du décalage de zéro de la jauge collée dans le point de mesure B. Ainsi le découplage avec deux jauges a divergé. En outre, lors du sondage, le pénétromètre Panda 2 a fonctionné en mode normal. Ceci a permis d'obtenir le profil pénétrométrique montré dans la figure 3-53. Dans la figure 3-51 on illustre quelques exemples des courbes  $\sigma$ - $s$  obtenues à différentes profondeurs. Un récapitulatif des résultats issus de l'exploitation de ces courbes est présenté ci-après.



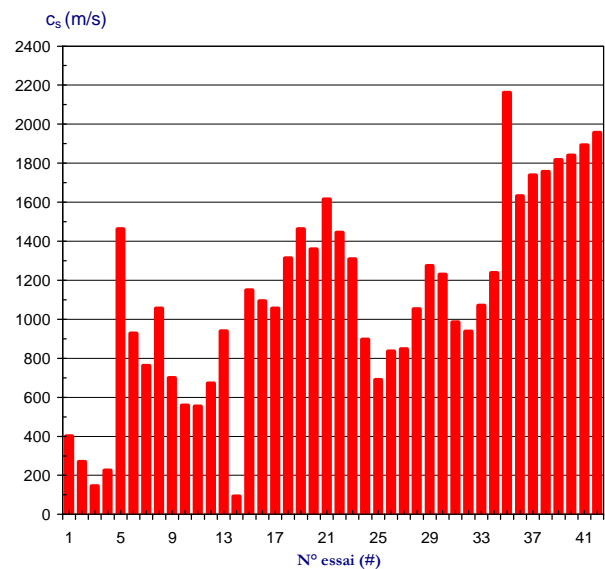
(a) résistance totale  $q_d$  et résistance statique  $R_s$ .



(b) Module pénétrométrique en déchargement.



(c) Coefficient d'amortissement de Smith.



(d) Célérité longitudinale.

Figure 3-52 : Résultats - essais in situ réalisé le 03 juillet 2008 – site de Riom.

### V.6.1. Résultats

Sur la figure 3-52 on présente les principaux résultats obtenus à partir de l'exploitation des courbes  $\sigma$ - $s$  dont quelques exemples ont été présentés précédemment. Ceux-ci correspondent à un des essais réalisés à des profondeurs croissantes, comme cela est montré dans les figures ci-après. Ainsi, les résultats pour les deux essais sont présentés en fonction de la profondeur du sondage dans les figures 3-54 et 3-55. Les résultats sont en outre récapitulés dans les tableaux 3-11 et 3-12.

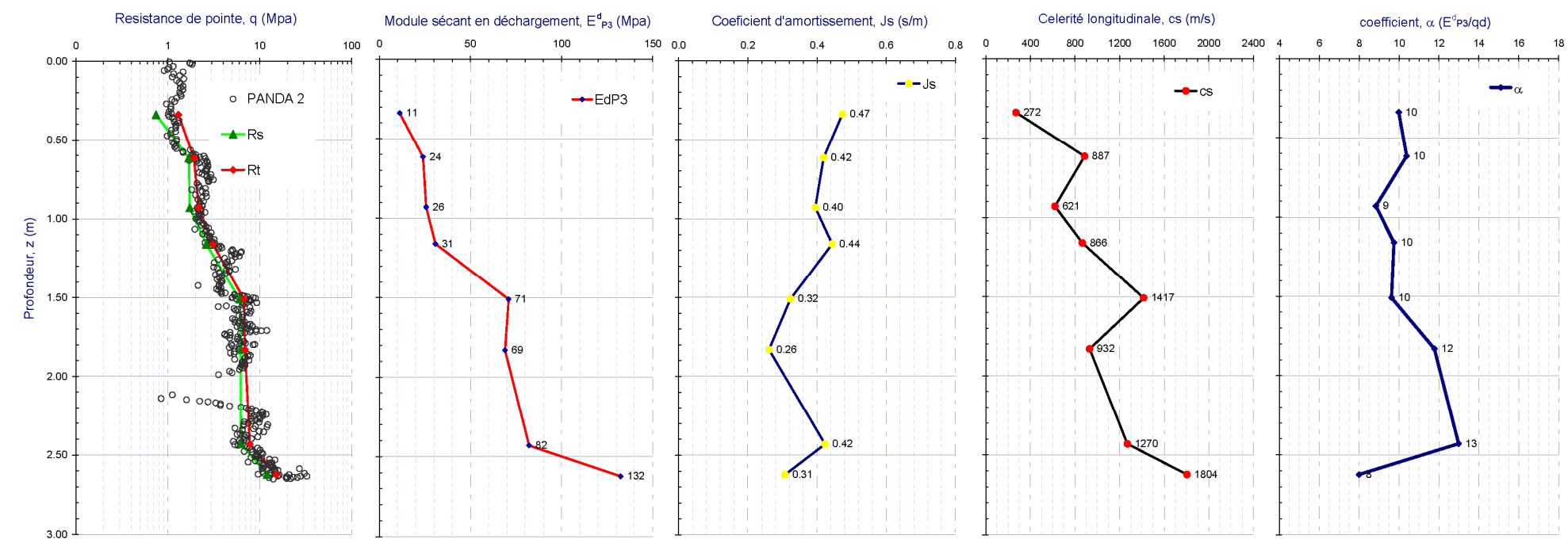


Figure 3-53 : Résultats - essais in situ– site de Riom, essais réalisés le 03 Juillet 2008.

		Résistance statique $R_s$ (MPa)			Module en déchargement $E^d_{P3}$ (MPa)			Coefficient d'amortissement, $J_s$ (s/m)			Célérité longitudinale de l'onde, $c_s$ (m/s)			Coefficient $\alpha$ $(E^d_{P3}/q_d)$		
		moyenne	écart type	c.v	moyenne	écart type	c.v	moyenne	écart type	c.v	Moyenne	écart type	c.v	moyenne	écart type	c.v
Profondeur (m)	qd (MPa)															
0,34	1,1	0,7	0,1	0,19	11	0,8	0,07	0,5	0,09	0,19	272	128	<b>0,47</b>	10	0,9	0,09
0,62	2,3	1,7	0,2	0,09	24	6,4	0,27	0,4	0,02	0,05	887	451	<b>0,51</b>	10	2,6	0,25
0,93	2,4	1,7	0,1	0,05	26	2,9	0,11	0,4	0,20	<b>0,47</b>	621	76	0,12	9	5,1	<b>0,58</b>
1,16	3,2	2,6	0,4	0,14	31	4,1	0,13	0,4	0,10	0,17	866	439	<b>0,51</b>	10	1,0	0,10
1,51	7,6	6,0	0,4	0,07	71	10,7	0,15	0,3	0,10	0,16	1417	117	0,08	10	1,9	0,20
1,83	5,9	6,2	0,6	0,10	69	8,8	0,13	0,3	0,10	0,30	932	204	0,22	12	1,3	0,11
2,43	6,3	6,2	0,5	0,09	82	14,7	0,18	0,4	0,10	0,14	1270	454	<b>0,36</b>	13	1,7	0,13
2,62	18,2	12	0,5	0,04	133	12,6	0,09	0,3	0,06	0,05	1804	107	0,06	8	2,2	0,27

Tableau 3-11 - Synthèse des résultats obtenus in situ. Site de Riom, essais réalisés le 03 Juillet 2008.

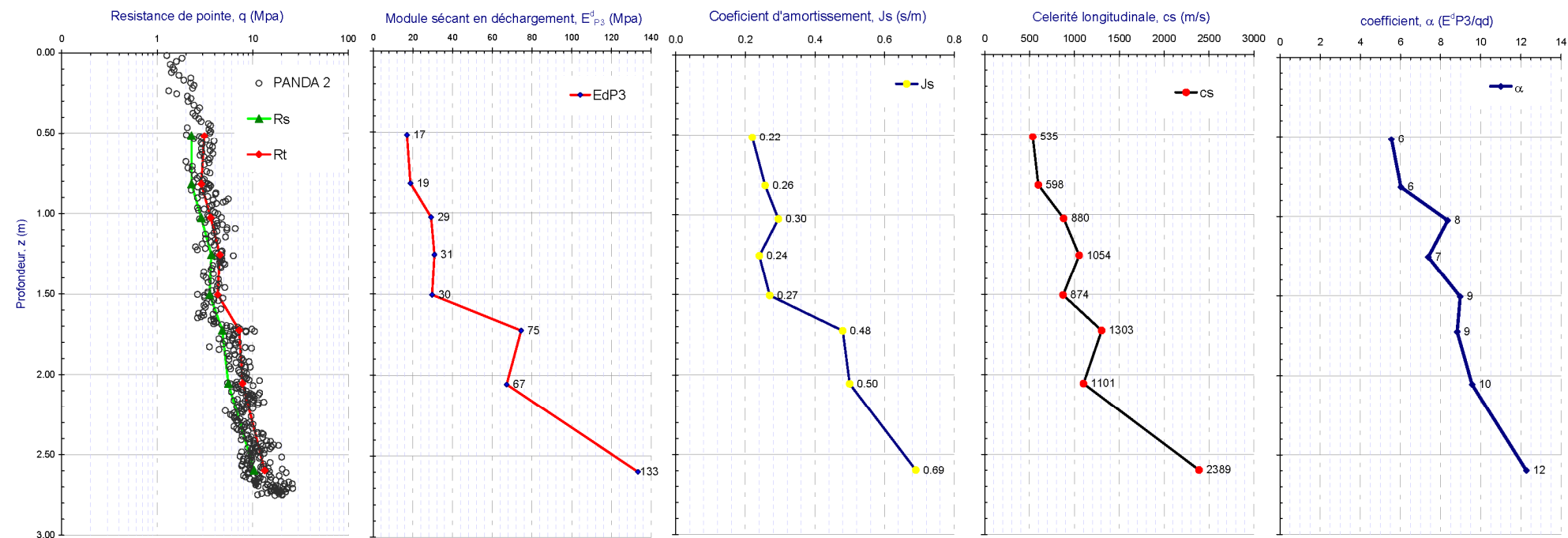


Figure 3-54 : Résultats - essais in situ– site de Riom réalisés le 23 Avril 2008.

		Résistance statique $R_s$ (MPa)			Module en déchargement $E^d_{P3}$ (MPa)			Coefficient d'amortissement, $J_s$ (s/m)			Célérité longitudinale de l'onde, $c_s$ (m/s)			Coefficient $\alpha$ $E^d_{P3}/q_d$		
Profondeur (m)	$q_d$ (MPa)	moyenne	écart type	c.v	moyenne	écart type	c.v	moyenne	écart type	c.v	Moyenne	écart type	c.v	moyenne	écart type	c.v
0,52	3,1	2,2	0,2	0,10	17	3,8	0,23	0,20	0,10	0,34	535	59	0,11	6	1,4	0,26
0,82	3,2	2,3	0,1	0,04	19	2,6	0,14	0,30	0,06	0,02	598	55	0,10	6	0,6	0,10
1,03	3,7	2,9	0,2	0,06	29	6,7	0,23	0,30	0,10	<b>0,46</b>	880	32	0,04	8	3,1	<b>0,37</b>
1,26	4,3	3,7	0,1	0,01	31	2,6	0,08	0,20	0,08	0,04	1054	90	0,09	7	0,8	0,11
1,51	3,4	3,5	0,1	0,03	30	3,3	0,11	0,30	0,05	0,16	874	42	0,05	9	1,9	0,21
1,73	7,2	4,8	---	---	75	---	---	0,50	---	---	1303	---	---	9	---	---
2,06	7,1	5,5	0,7	0,12	67	19,8	0,29	0,50	0,10	0,14	1101	200	0,18	10	3,3	<b>0,35</b>
2,60	11,4	10,3	1,0	0,10	133	15,0	0,11	0,70	0,01	0,02	2389	113	0,05	12	2,8	0,23

Tableau 3-12 - Synthèse de résultats obtenus in situ. Site de Riom réalisés le 23 Avril 2008.



De manière générale, on peut remarquer la faible dispersion des estimations effectuées, la valeur du coefficient de variation restant faible dans la plupart des cas (cf. tableaux 3-11 et 3-12). On peut également noter la bonne correspondance entre le pénétrogramme obtenu à l'aide du Panda 2 (dont  $qd$  est calculé avec la formule des Hollandais) et celui obtenu par l'exploitation directe des courbes  $\sigma$ - $s$  calculées. Il a été montré que lorsque l'enfoncement est supérieur à 2mm, la formule des Hollandais appliquée au Panda fournit de bons résultats (Zhou, 1997 ; Chaigneau, 2001).

En outre, le profil du module pénétrométrique sécant  $E_{p3}^d$  montre la bonne correspondance des résultats issus des deux essais. En effet, dans la plupart des cas, le coefficient de variation reste faible ( $cv < 0,30$ ). Le bon couplage des paramètres de résistance ultime (à savoir la résistance de pointe dynamique  $q_d$ ) et de déformation (module  $E_{p3}^d$ ) est remarquable à partir des profils du coefficient alpha. Quant au profil du coefficient d'amortissement  $J_s$ , la dispersion des résultats reste importante. Comme il a été indiqué précédemment, une des causes principales de cet effet peut être la non-linéarité de la relation entre résistance dynamique et vitesse d'enfoncement. Ainsi des études complémentaires permettant d'étudier l'évolution de ce paramètre en fonction de la nature du sol s'avère intéressante. Pour cela, le mieux serait de travailler au laboratoire sur des éprouvettes de sols ayant un comportement très différent vis-à-vis des sollicitations rapides.

## VI. CONCLUSIONS

Bien que le pénétromètre Panda 2 ait été conçu pour fournir un paramètre de résistance ultime du sol tel que  $q_d$ , il nous a semblé intéressant d'explorer dans quelle mesure, à partir d'un tel appareil, nous pouvions obtenir des renseignements in-situ sur le phénomène d'enfoncement dynamique de la pointe et des paramètres gouvernant la réponse mécanique du sol mis en jeu. Le principe a été de réaliser de manière simple et économique un appareil qui permette d'obtenir la valeur de  $q_d$  et en même temps d'estimer le comportement charge-enfoncement subi sous la pointe par le biais de mesures extensométriques réalisées en surface. Pour ce faire, nous avons montré que la connaissance des ondes élémentaires (à savoir les ondes descendantes et les ondes remontantes) s'avère nécessaire. Dans ce but, nous avons exploré différentes techniques pour le découplage d'ondes, dont les principales différences sont le nombre et le type de capteurs employés (à savoir 1 ou 2). La réalisation des expériences au laboratoire, complétée par des simulations numériques, nous a permis d'identifier les limites d'application de chacune des techniques présentées. Nous avons retenu les solutions employant deux capteurs : soit deux capteurs de déformation 2J, soit une jauge et un accéléromètre JA.

Ainsi nous avons construit un prototype expérimental composé principalement d'une tige équipée de deux jauges de déformation et d'un accéléromètre, permettant d'enregistrer les signaux de déformation (force) et d'accélération (vitesse) en des points le long des tiges. Nous avons montré qu'il est possible, sous quelques hypothèses, de calculer la courbe charge-enfoncement en pointe pour chaque impact si les ondes élémentaires sont connues. Toutefois, nous avons mis en évidence que les résultats obtenus avec la méthode 2J divergent rapidement en présence de bruit électrique, de dispersions de l'onde ou de frottement latéral. De ce fait, les travaux n'ont été poursuivis qu'à l'aide de la méthode JA.

La répétitivité de cette courbe a été vérifiée par le biais d'essais réalisés sur différents matériaux, supposés avoir des comportements différents. Ainsi nous avons montré que la courbe obtenue est reproductible et de qualité si les conditions de réalisation des mesures sont bien maîtrisées.

Néanmoins, l'exploitation de cette courbe n'est pas simple. En effet, on ne doit pas oublier qu'un tel essai est non-homogène et que le chargement du sol se passe dans des conditions non drainées ce qui rend l'interprétation des signaux un peu plus compliquée. Toutefois, on propose une méthodologie analytique d'exploitation des courbes obtenues basée principalement sur les techniques d'analyse des essais dynamiques de battage de pieux. En outre, nous avons introduit la notion de polaire de choc, permettant d'estimer la célérité de l'onde à partir de l'analyse des ondes descendantes et remontantes. Cette technique a été proposée originalement par **Aussedat (1970)**.

Ainsi, juste après l'impact on calcule la courbe charge-enfoncement en pointe à partir de laquelle on détermine des paramètres à la rupture (résistance statique et dynamique en pointe), un terme reliant l'influence de la vitesse d'enfoncement (coefficient d'amortissement  $J_s$ ) et des paramètres de déformation en décharge (modules sécants pénétrométriques  $E_{p3}^d$  et  $E_{p3}^r$ ). Divers essais expérimentaux ont été réalisés en laboratoire, où on suppose maîtriser les conditions de réalisation de l'essai, et ensuite en vraie grandeur.

Bien que les résultats obtenus n'aient pas pu être validés par des essais complémentaires, les premiers résultats semblent très encourageants. Dans la plupart des cas, la faible dispersion des résultats obtenus permet de valider la méthodologie d'essai. Toutefois, les travaux doivent être poursuivis. Les difficultés pratiques d'obtention de la courbe et d'interprétation des résultats ne sont pas simples. Il s'agit d'un effet transitoire et les signaux contiennent de très nombreuses informations non seulement liées au sol mais aussi propres à la chaîne d'acquisition (bruit parasite). Néanmoins, ce travail n'est qu'une première tentative dont le but a été de mettre en évidence la faisabilité d'un tel essai. Les résultats obtenus le confirment et de ce travail plusieurs pistes de recherche ont vu le jour.

A cet stade nous considérons important de citer **Biarez (1992)** : « Toute mesure 'bien faite' in-situ est meilleure que rien, donc rien n'est à exclure a priori, mais il faut savoir quelle est l'information qui peut être obtenue sur la loi de comportement du sol ainsi que sa qualité » (cité par **Zhou, 1997**).



# **PARTIE IV**

## **Modélisation par éléments discrets de l'enfoncement pénétrométrique dans les milieux pulvérulents**

### **I. Préambule**

### **II. Modelisation numérique des milieux granulaires**

- II.1. Méthode des éléments distincts ou discrets (MED)
- II.2. Bref aperçu sur PFC Particle Flow Code 2D et 3D
  - II.2.1. Loi du mouvement
  - II.2.2. Lois de contact

### **III. Modelisation discrète de l'enfoncement : relation entre la résistance en pointe et la densité du milieu**

- III.1. Synthèse bibliographique
- III.2. Etude expérimentale
- III.3. Modélisation bidimensionnelle à l'aide de PFC2D
  - III.3.1. Principe et considérations initiales
  - III.3.2. Etude paramétrique
  - III.3.3. Simulation de l'enfoncement
  - III.3.4. Conclusions

### **III.4. Modélisation tridimensionnelle à l'aide de PFC3D**

- III.4.1. Etude expérimentale
- III.4.2. Modélisation et simulation numérique
- III.4.3. Résultats
- III.5. Bilan

### **IV. Conclusions**

---



## PARTIE 4

# MODELISATION PAR ELEMENTS DISCRETS DE L'ENFONCEMENT PENETROMETRIQUE DANS LES MILIEUX PULVERULENTS

## I. INTRODUCTION

A l'heure actuelle, bien que des avancées importantes dans la technologie des capteurs permettent de grands progrès dans la technologie des pénétromètres, le mécanisme de pénétration et la déformation suivie par le sol autour de la pointe restent encore mal connus, surtout pour des milieux pulvérulents. En effet, l'enfoncement pénétrométrique est un problème difficile à modéliser. D'abord parce que la géométrie du problème est très complexe, mais surtout parce que sa modélisation doit rendre compte de toute la complexité du comportement mécanique des sols (*Foray et al. 1995*). S'agissant d'un problème de grandes déformations, la méthode des éléments distincts (MED) se révèle ainsi bien adaptée pour sa modélisation. Celle-ci est basée sur une approche micromécanique qui tente d'expliquer les mécanismes de déformation et de rupture à partir de l'analyse des propriétés des grains et de leur assemblage. *Chaigneau (2001)* a montré expérimentalement qu'il existe une relation biunivoque entre la résistance de pointe  $q_d$  et la densité sèche pour un matériau donné et dans un état hydrique donné. La modélisation expérimentale de cette relation a permis ainsi de bâtir une base de données très riche en informations et permettant d'établir diverses corrélations.

La présente étude consiste à simuler l'essai de pénétration dans un milieu pulvérulent sec à l'aide de la MED ; cela nous permettra d'étudier le mécanisme de pénétration et de compléter numériquement les travaux de *Chaigneau*, qui constituent à l'heure actuelle la base du contrôle de compactage à l'aide des essais de pénétration en France (*XP P 94-105*). Une série de tests sont simulés pour des états de densité différents. Ensuite, une simulation du battage pénétrométrique avec des mesures dynamiques réalisées en surface est présentée. Ceci est une première tentative de modélisation qui tente de relier l'information obtenue par le découplage et la reconstruction des signaux en pointe aux phénomènes de déformation et de rupture qui ont lieu à l'échelle du grain et du VER.

## II. MODELISATION NUMERIQUE DES MILIEUX GRANULAIRES

Comme il a été indiqué précédemment, la structure d'un milieu granulaire dépend d'un nombre important de paramètres : forme et distribution en taille des grains, mode de fabrication, type d'empilement, contraintes subies, c'est-à-dire de l'histoire du matériau... Les propriétés mécaniques de l'assemblage dépendent ainsi de la géométrie, de l'élasticité, du frottement et de l'arrangement de la composante la plus petite : le grain. Une faible variation d'un de ces paramètres peut conduire à des modifications importantes du comportement mécanique de l'assemblage. L'étude de ces milieux consiste ainsi à analyser les phénomènes discrets (transmissions des efforts, glissements, ...) au niveau d'un grain ou d'un nombre restreint de grains et à établir une relation entre les variables microscopiques (forces intergranulaires au niveau du contact, déplacement des grains, ...) et les variables macroscopiques. L'approche micromécanique tente ainsi de modéliser les mécanismes de déformation et de rupture aux échelles microscopiques. Le comportement macroscopique est le résultat d'une intégration ou d'une moyenne des variables microscopiques à l'échelle du volume élémentaire représentatif (VER). Enfin, on doit souligner que l'intérêt des méthodes numériques permettant d'étudier le comportement des milieux granulaires a fortement évolué et n'a fait que croître.

### II.1. Méthode des éléments distincts ou discrets (MED)

Au début des années 1970, **Cundall (1971)** a développé la méthode aux éléments distincts ou discrets (MED). Ici le sol n'est plus considéré comme un milieu continu, mais bien comme un ensemble de particules interagissant par des forces de contact. En effet, chaque grain est modélisé séparément et il faut détecter les contacts afin d'y appliquer les lois physiques appropriées les définissant. On doit noter ainsi que la plus grande partie du temps de calcul est utilisée pour trouver ces contacts. Toutefois, une des forces de cette méthode est de reproduire des aspects complexes du comportement des sols moyennant des lois de contact extrêmement simples entre les grains. De ce fait la MED devient de plus en plus populaire, bien qu'elle soit encore relativement marginale par rapport à la MEF. Cette marginalisation s'explique par les temps de calcul énormes nécessaires à des simulations de grande taille, mais les résultats que l'on obtient justifient l'effort qu'elles impliquent.

Ainsi la MED est a priori bien adaptée pour étudier des phénomènes qu'impliquent, ou qu'entraînent, des grandes déformations dans le sol, telles que l'enfoncement pénétrométrique dans un milieu granulaire. Pour faire cela, différentes méthodes numériques existent, mais nous ne ferons pas une liste exhaustive de celles-ci. Le lecteur pourra trouver dans (**Müller, 1996**) un aperçu détaillé des diverses méthodes numériques basées sur cette approche. En France, deux méthodes sont couramment utilisées : PFC (**Itasca, 1997**) et LMGC (**Moreau, 1999**). Dans ce travail on se limite à décrire succinctement la méthode DEM implémentée dans le code commercial PFC 2D et 3D.

### II.2. Bref aperçu sur PFC Particle Flow Code 2D et 3D

**Cundall (1971)** a développé un code de calcul discret pour les analyses de problèmes de mécanique des roches. Ses travaux ont été ensuite appliqués pour le cas des milieux granulaires par **Cundall et Strack (1979)** donnant naissance aux codes de calcul BALL puis TRUBALL. Diverses évolutions et améliorations ont mené au développement d'abord du code PFC2D, puis PFC3D. De manière générale, ceux-ci modélisent le mouvement et l'interaction entre les particules, cylindriques ou sphériques, par le biais des contacts. La déformation du modèle est expliquée par le chevauchement des

particules, et la force dans chaque contact est proportionnelle à ce chevauchement. Le comportement du modèle dépend ainsi des paramètres des contacts entre les particules (cf. figure 4-1).

Pour aborder les problèmes quelques hypothèses de base sont posées dans le code :

- les particules sont considérées comme des corps rigides,
- la zone de contact entre les particules est très petite (ponctuelle),
- le comportement du contact est basé sur une approche où les particules rigides ont la possibilité de s'interpénétrer au point de contact,
- la force du contact est une fonction du chevauchement entre les particules exprimée par la loi force déplacement, et tous les chevauchements sont petits par rapport à la taille des particules,
- l'existence des liaisons entre les particules en contact est tout à fait possible,
- et, toutes les particules sont circulaires (cylindriques ou sphériques). Néanmoins, il est possible de créer de particules avec des formes différentes : les clumps ou les clusters.

Dans PFC l'interaction des particules est contrôlée contact par contact et le mouvement des particules est simulé particule par particule (cf. figure 3-1). La loi force-déplacement est appliquée au cas des contacts, permettant ainsi de trouver la force de contact, laquelle est réutilisée pour déterminer les nouveaux déplacements des particules dans le cycle de calcul suivant. Cela est répété jusqu'à l'obtention de l'équilibre. Afin d'obtenir un état d'équilibre en un nombre de cycles raisonnable, un amortissement est introduit pour dissiper plus rapidement l'énergie de l'assemblage. C'est grâce à cette hypothèse d'amortissement virtuel que des milieux soumis à une déformation quasi-statique sont correctement représentés par PFC, basé sur des considérations dynamiques.

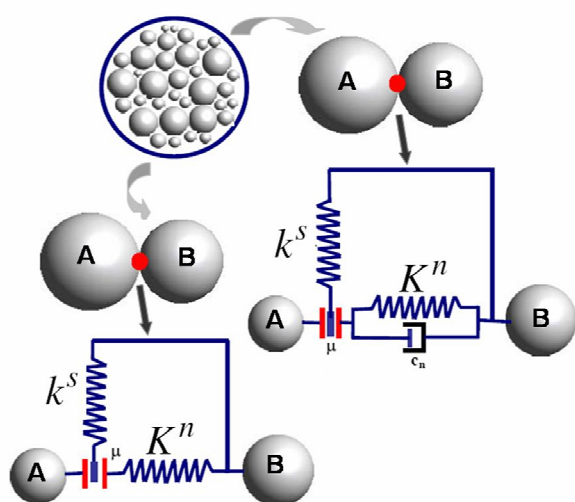


Figure 4-1 : Logique d'interaction entre les particules dans PFC.

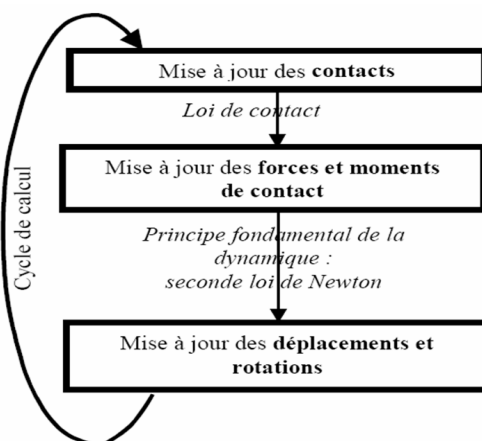


Figure 4-2 : Schéma de la méthode utilisée. Lors de chaque cycle de calcul deux opérations sont effectuées. (a) Mise à jour des contacts qui permet pour chaque contact par l'application de la loi de contact force-déplacement d'effectuer une mise à jour des forces de contact, et (b) Connaissant les forces de contact, application du principe fondamental de la dynamique permettant de mettre à jour le déplacement des particules (Claquin, 2003).

Quant au pas de temps, les équations du mouvement sont intégrées en utilisant la méthode des différences finies, ainsi les solutions ne sont acceptables que si le pas de temps n'excède pas un pas de temps critique. Celui-ci est fonction de la masse  $m$  de la particule la plus petite et de la raideur de contact  $k$  la plus grande ( $t_{crit} : (m/k)^{0.5}$ ). Il apparaît donc que pour minimiser le temps de calcul il est préférable soit de définir des raideurs de contact faibles, soit de définir des masses importantes pour les particules.



De manière générale, l'algorithme de résolution implémenté est composé de deux procédures : l'une est relative au mouvement des particules et l'autre est relative à l'interaction et à la recherche des contacts. Ces deux étapes correspondent à un cycle de calcul qui est reproduit autant de fois que nécessaire.

### II.2.1. Loi du mouvement

Dans l'assemblage, une particule  $A$  quelconque est caractérisée à tout instant par sa position  $y_i$ , sa vitesse en translation  $\dot{y}_i$  et en rotation  $\dot{\theta}_3$ . En connaissant les rayons des particules, on peut donc établir à un instant donné une liste de contacts. On considère ainsi que deux particules sont en contact si la distance entre les centres est inférieure à la somme des rayons. Ainsi, pour chaque contact, on calcule l'effort exercé entre les particules en fonction des lois de contact. Le torseur  $\{F_i, M_3\}$  résultant des forces de contact sur la particule  $A$  entraîne une accélération en translation  $\ddot{y}_i$  et en rotation  $\ddot{\theta}_3$  suivant le principe fondamental de la dynamique. La position des particules, qui évolue lors de la simulation, est déterminée à intervalles de temps  $dt$ . Pour cela, les accélérations sont intégrées suivant le schéma en différences finies. Cette méthode d'intégration fait l'hypothèse que les vitesses et les accélérations sont constantes sur chaque intervalle de temps  $dt$ .

### II.2.2. Lois de contact

Diverses lois de contact sont prédéfinies : deux lois élastiques (une élastique linéaire et une élastique non linéaire de type Hertz-Mindlin), un modèle de glissement et deux modèles de contact liant.

Le *contact linéaire élastique* relie les forces  $F^{n,s}$  de contact (normale et tangentielle) au chevauchement  $U^n$  des particules en contact par le biais d'une relation linéaire entre ces deux grandeurs. En outre, la *loi de contact élastique non linéaire* n'est définie que pour le cas des particules sphériques et les forces de contact  $F^{n,s}$  sont ici calculées en prenant en compte la variation de section de contact entre deux sphères (Hertz-Mindlin). Par ailleurs, dans PFC l'introduction d'un *modèle de glissement* (de type Coulomb) induit que la force tangentielle  $F_s$  au contact ne peut être supérieure à  $F_s^{max} : \mu/F_n$  dépendant linéairement de la force normale au contact  $F_n$ , avec  $\mu$  le coefficient de frottement au contact. Ainsi, si la valeur de  $F_s$  au contact atteint la valeur maximale  $\mu/F_n$ , alors il y a glissement du contact.

Quant aux *modèles de contact liant*, ceux-ci consistent en la création d'un contact de type « colle » entre les particules en contact. Deux types de contact liant sont ainsi prédéfinis : le contact bond et le parallèle bond. Le premier simule une sorte de « cohésion » et le contact développe une résistance à la traction et au glissement. Le deuxième simule la « présence d'un matériau » entre les particules en contact et il transmet une force et un moment en parallèle d'un contact élastique classique. De manière générale, ces deux types de contact sont détruits si les forces mises en jeu sont supérieures aux résistances fixées. Par ailleurs, dans PFC il est possible de définir d'autres types de loi de contact par une programmation par l'intermédiaire d'un langage intégré (*fish*) ou à l'aide du langage C++.

Enfin, il n'a pas été question ici de rentrer dans le détail du code et non plus de sa formulation. Toutefois, le lecteur intéressé pourra trouver dans (*Itasca, 1997*) des détails sur la méthode, le code et les possibilités offertes par celui-ci. Par la suite, nous nous intéressons particulièrement au problème de la simulation par éléments discrets du phénomène d'enfoncement pénétrométrique à l'aide de la MED en utilisant le code PFC2D et 3D.

### III. MODELISATION DISCRETE DE L'ENFONCEMENT : RELATION ENTRE LA RESISTANCE EN POINTE ET LA DENSITE DU MILIEU

L'analyse des problèmes en grandes déformations par l'intermédiaire de la MED peut fournir des informations très riches et utiles sur les mécanismes de rupture, notamment dans le domaine de la géotechnique. Ceci est le cas de l'enfoncement pénétrométrique, où les déformations induites dans le sol autour de la pointe sont grandes. A l'heure actuelle le mécanisme d'enfoncement n'est pas clairement maîtrisé. Diverses approches ont tenté d'analyser et de donner une solution satisfaisante au problème, toutefois aucune n'a reçu un assentiment général. C'est pourquoi l'utilisation d'une approche discontinue à l'aide de la MED se révèle intéressante. A l'heure actuelle, une quantité restreinte d'études ont été réalisées pour analyser le problème de l'enfoncement dans un milieu granulaire. La plupart concernent des modèles bidimensionnels.

#### III.1. Synthèse bibliographique

**Huang et Ma (1994)** ont été parmi les premiers à appliquer la MED pour l'étude de l'enfoncement pénétrométrique dans un milieu granulaire. Leurs études indiquent que le mécanisme de pénétration et la dilatance du sol sont conditionnés par l'histoire de chargement du milieu. Toutefois, compte-tenu des capacités limitées des ordinateurs, les auteurs n'ont pas fourni les évolutions de la déformation, les vitesses, la contrainte... au cours de l'enfoncement. En France, une des premières tentatives pour simuler l'enfoncement pénétrométrique à l'aide de la MED est réalisée par **Fauquet (1995)** au sein du CUST. La simulation consiste à enfoncer à vitesse constante une tige cylindrique (constituée par l'assemblage des diverses particules) au sein d'un massif granulaire. Le but est d'examiner les possibilités de la méthode pour ce genre de problème et d'étudier l'influence de la vitesse d'enfoncement sur le comportement du sol. **Oudjehane (1996)** et **Gourvès et al (1997)** reprennent le problème pour retrouver des caractéristiques de la structure granulaire (granulométrie des grains) à partir des signaux pénétrométriques obtenus lors de l'enfoncement. Ces résultats ont permis d'observer des schémas de rupture du sol analogues à certains proposés dans la littérature, la distribution des contraintes, l'anisotropie induite autour de la pointe ...

**Tanaka et al. (2000)** ont construit un modèle dans PFC2D pour étudier le comportement du sol au cours de l'enfoncement (cf. figure 4-3). Le modèle est composé de 944 particules de taille comprise entre 4mm et 5mm. Afin de valider le modèle réalisé, un test expérimental est aussi effectué (cf. figure 4-3). Les résultats expérimentaux sont confrontés à ceux obtenus par simulation numérique. Les auteurs soulignent ainsi que le modèle proposé peut simuler correctement les discontinuités du sol. En effet, on peut remarquer que le comportement du modèle est très similaire à celui observé expérimentalement (cf. figure 4-3). Au contraire, on constate une différence importante de la résistance de pointe calculée. D'après les auteurs, les problèmes sont liés à la forme et à la taille des particules ainsi qu'aux effets de la cohésion propre au matériau testé expérimentalement.

**Iqbal (2004)** simule l'essai CPT en chambre d'étalonnage, avec pour objectif de quantifier l'influence de la taille des grains sur la valeur de  $q_c$  et d'étudier les effets de la taille de la chambre d'étalonnage. Différents échantillons ont été reproduits, chacun ayant des distributions granulométriques différentes. Le nombre maximal d'éléments employés est de 10000 grains. L'enfoncement est réalisé à vitesse constante ( $20\text{mm s}^{-1}$ ). Lors des simulations, on fait varier respectivement le diamètre du cône et de la chambre. Les résultats sont confrontés à des résultats expérimentaux montrant un bon accord. L'auteur montre que l'effet de la taille de grains n'est négligeable que pour des rapports entre la taille des grains et celui du cône inférieurs à 0,30.

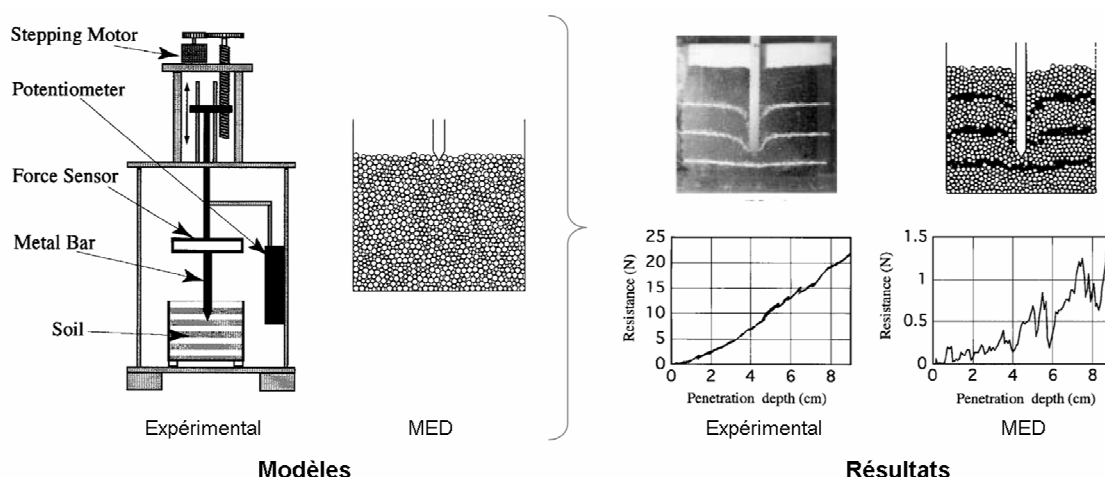


Figure 4-3 : schéma du modèle discret proposé par Tanaka et al 2000.

Plus récemment, **Calvetti et Nova (2005)** simulent l'enfoncement du CPT en chambre d'étalonnage pour différentes contraintes de confinement et sur différents échantillons. L'objectif de cette étude est de déterminer l'influence des paramètres micromécaniques du modèle (lois de contact, porosité, ...), ainsi que les effets de confinement du milieu par le biais d'une série d'essais biaxiaux, permettant d'établir des corrélations entre les micro-paramètres et les macro-paramètres (module sécant  $E_{50}$ , angle de frottement  $\varphi'$ ) du modèle. Ainsi, les auteurs proposent de vérifier ces corrélations par l'intermédiaire des simulations de l'essai CPT. La particularité de ces simulations est que la rotation des particules est inhibée, permettant de compenser les effets de la forme circulaire des particules. En effet, les auteurs soulignent le fait que les assemblages circulaires sont caractérisés par de très faibles angles de frottement ( $\varphi' < 30^\circ$ ), ce qui n'est pas le cas pour les matériaux comme le sable ou le gravier.

D'autres études ont été réalisées, dont l'objectif principal était de déterminer les effets du frottement à l'interface sol pénétromètre sur le mécanisme de pénétration à grande profondeur (**Jiang et al., 2006 ; Jiang et al., 2007 ; Kinloch et al., 2007**). De manière générale, les résultats ont permis de conclure que le frottement à l'interface cône-sol a des effets clairs sur le mécanisme de pénétration (rotation des contraintes, vitesses de déplacement des grains autour de la pointe ...).

Toutefois, dans la plupart des cas, les études restent bidimensionnelles et conduisent à des contraintes liées à ce fait. Ainsi les auteurs s'accordent sur le besoin de développement d'un modèle tridimensionnel permettant de décrire le mécanisme d'enfoncement et de rupture du sol autour de la pointe de façon plus réaliste. Cependant les études tridimensionnelles disponibles dans la littérature sur l'enfoncement sont très rares. Cela est dû à la jeunesse de la méthode d'une part et parce qu'une telle simulation demande un nombre important de grains et donc de temps de calcul d'autre part. Une de ces études est celle d'**Azéma (2007)**, qui simule, à l'aide du code LMGC, le vibroenfoncement d'un pieu lors de ses études sur le procédé de bourrage du ballast des voies ferrées. La simulation a pour objectif d'analyser le rôle des vibrations induites sur les bourroirs dans le but de liquéfier (fluidiser) le milieu environnant pour faciliter l'enfoncement de ceux-ci. Deux types de simulations sont effectués. L'auteur se propose d'étudier l'enfoncement d'un pénétromètre de section rectangulaire en fonction des vibrations horizontales lui permettant de se déplacer dans le sol (cf. figure 4-5). Il simule ensuite le vibroenfoncement pour des vitesses de chute différentes et très importantes.

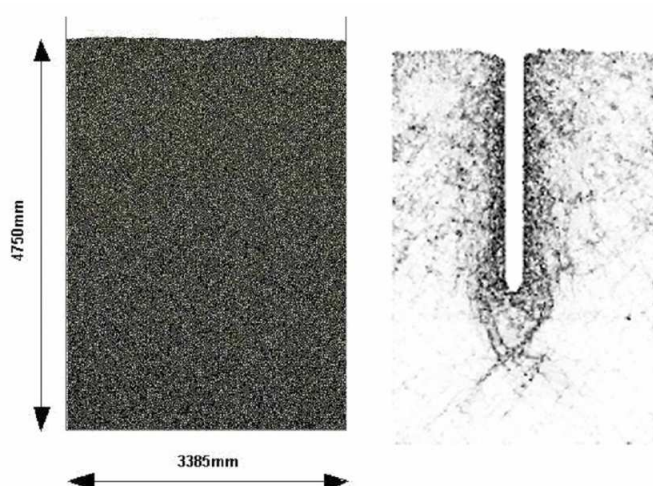


Figure 4-4 : modèle 2D de Kinloch (2007).

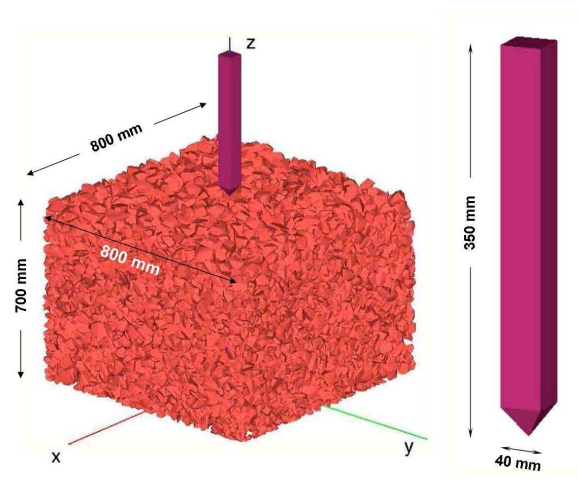


Figure 4-5 : modèle 3D de Azéma (2007).

L'échantillon considéré est construit à partir de près de 14000 grains polyédriques de granulométrie et de forme correspondant au ballast. Il se dégage de cette étude que le déplacement du pénétromètre peut être décomposé en deux phases consécutives. Une première phase correspond à une chute du pieu dans le massif agité soit par l'effet des vibrations soit par l'effet du choc à grande vitesse. Une seconde phase est caractérisée par le mouvement diffusif du milieu. L'auteur souligne le fait que dans le cas où la vitesse de chute est grande, la fréquence de vibration n'a que très peu d'effet sur la dynamique du système.

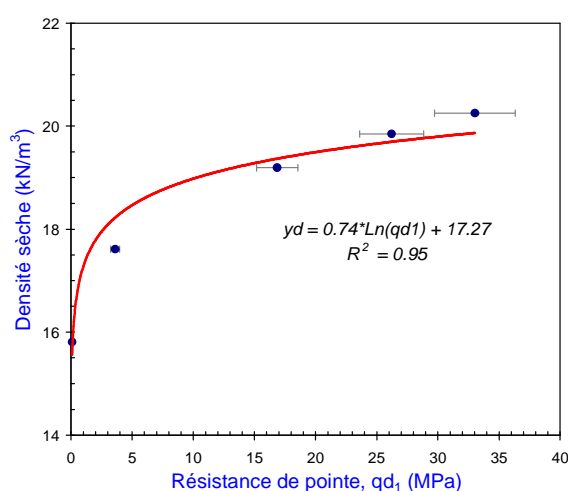
Il est possible ainsi de remarquer que la plupart des expériences décrites ont cherché à étudier d'une part le mécanisme d'enfoncement et d'autre part l'influence de quelques paramètres propres au modèle sur la déformation du sol autour de la pointe. Les résultats mettent en évidence l'intérêt porté sur l'application de la MED pour la modélisation de l'enfoncement, ou le battage, pénétrométrique permettant de comprendre d'une meilleure façon ces phénomènes. Cependant, la relation entre densité du milieu (porosité en 2D) et résistance de pointe n'a pas été étudiée, et non plus le cas du battage.

Pour notre part, nous nous intéressons à la modélisation bidimensionnelle et tridimensionnelle de l'enfoncement pénétrométrique dans un milieu granulaire purement frottant. Le but principal est d'étudier l'influence de la densité du milieu sur la résistance de pointe, permettant ainsi d'établir une relation entre ces deux grandeurs. Enfin, on tente ici de faire une simulation bidimensionnelle du battage pénétrométrique dans un tel milieu. En effet, ces deux sujets (relation entre la densité et la résistance de pointe et le battage dynamique) n'ont pas été abordés dans d'autres travaux.

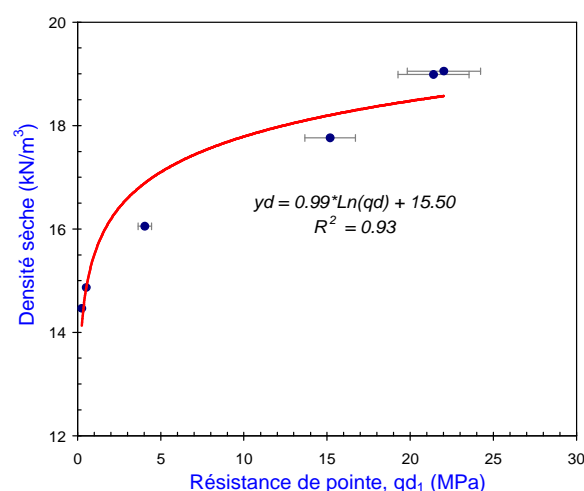
### III.2. Etude expérimentale

L'approche du comportement des milieux discontinus par les méthodes de la mécanique des milieux continus repose sur une logique présentée par Biarez (1962) et Favre (1972) (cités par **Bacconnet et Breul, 2006**). Celle-ci postule que le comportement des matériaux granulaires peut-être appréhendé à partir d'une description des grains eux-mêmes, de leur arrangement et de la teneur en eau de ceux-ci, pour peu que ces matériaux n'évoluent pas lors du compactage (pas d'attrition par exemple ce qui

exclue les roches tendres, craies, pouzzolanes), soient donc réversibles, y compris dans leur comportement hydrique (pas ou peu d'hystérésis entre absorption et désorption). Sur le plan mécanique, ils ne présentent que très peu d'anisotropie de comportement. Ainsi, la connaissance de la minéralogie, la granulométrie, l'angularité des grains (paramètres de nature), la densité, l'indice des vides (paramètres d'arrangement), la teneur en eau (paramètre hydrique) est suffisante pour obtenir la réponse mécanique du sol à une sollicitation. Or, pour un matériau parfaitement défini, il existe une relation, inconnue mais réelle et unique, qui lie chaque propriété mécanique aux paramètres de l'assemblage comme la compacité. Sur cette base, la résistance de pointe mesurée par le pénétromètre dynamique léger PANDA est donc liée, pour un matériau donné, à sa compacité et le cas échéant à sa teneur en eau. Au laboratoire, pour un même sol et un état hydrique donné, l'étalonnage consiste à confectionner des éprouvettes (en chambre d'étalonnage) dont l'état de compactage est variable. Celui-ci allant de l'état foisonné à l'état très compact. Sur chaque éprouvette trois essais de pénétration sont réalisés. Cette démarche vise ainsi à établir la relation  $\gamma_d = f(q_d, w)$  pour le matériau dans un état hydrique bien défini. Il se dégage de ces études que pour le cas des sols pulvérulents, les courbes de calibration obtenues,  $\gamma_d = f(q_d)$ , mettent en évidence la bonne corrélation entre la densité sèche  $\gamma_d$  et la résistance de pointe  $q_d$ . Une courbe logarithmique reproduit de façon satisfaisante la loi expérimentale (cf. figure 4-6), ceci étant également vrai pour le cas des sols sensibles à l'eau.



(a) Sol D2 - grave roulée 0/20.



(b) Sol D2 - gravette roulée 4/8.

Figure 4-6 : courbes de calibration types obtenues au laboratoire (Chaigneau. 2002).

Toutefois, dans un tel matériau et à cause de l'importante discontinuité du milieu (aussi bien que du rapport entre le diamètre des grains et du cône) il s'avère nécessaire de réaliser un grand nombre d'essais pour atteindre une relation fiable (Breul et al. 2009). En outre, quelques études ont montré que, à l'intérieur d'une même classe de sol GTR, les courbes de calibration sont différentes et par conséquent les écarts dans les estimations effectuées peuvent être significatifs. Ainsi, on a tenté d'expliquer les différences observées par des paramètres non pris en compte par la classification GTR, tels que la grosseur, l'angularité des grains et leur distribution granulométrique (El Hajj Hussein, 2006).

### III.3. Modélisation bidimensionnelle à l'aide de PFC2D

L'objectif est de montrer à l'aide d'un modèle numérique discret l'existence d'une relation entre le terme de pointe  $qd$  et l'état de serrage d'un milieu pulvérulent. Pour ce faire, on simule l'enfoncement pénétrométrique dans deux milieux de distribution granulométrique différente mais appartenant à une même classe GTR. Ces simulations permettent d'étudier l'influence de la granulométrie des échantillons aussi bien que l'influence d'autres paramètres du modèle (conditions aux limites, vitesse d'enfoncement, frottement interparticulaire,...).

#### III.3.1. Principe et considérations initiales

Le principe des simulations consiste en enfoncer à vitesse constante un pénétromètre muni d'une pointe de  $2\text{cm}^2$  de section dans un milieu granulaire compacté à différents états de densité, allant de l'état plus lâche possible à l'état le plus dense (cf. figure 4-7.a). De manière générale, on suppose que les particules composant le milieu sont circulaires (des disques) et incompressibles et que le massif granulaire simulé est normalement consolidé. De plus, les échantillons sont dépourvus de cohésion entre les grains. Pour ces expériences deux échantillons (M1 et M2) sont considérés, dont la principale différence est liée à leur distribution granulométrique (cf. figure 4-7.b).

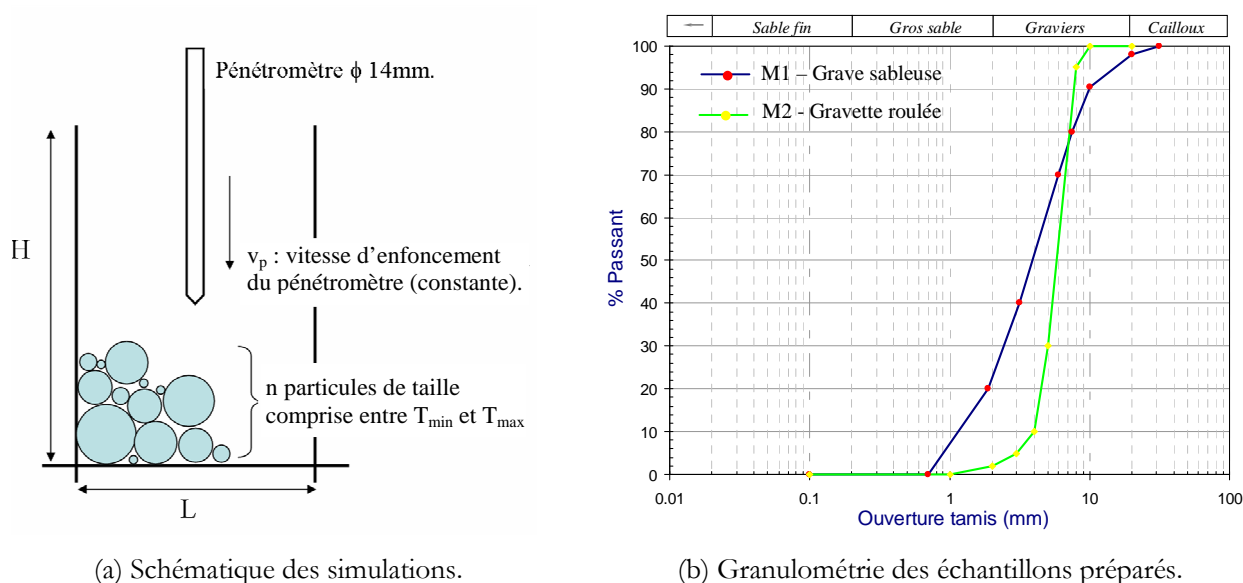


Figure 4-7 : Modélisation numérique par éléments discrets de l'enfoncement pénétrométrique.

Quant au modèle de contact adopté, nous avons retenu une loi de contact élastique linéaire (définie par les microparamètres  $k_n$  et  $k_s$ ) avec un modèle de glissement de Coulomb (défini par le coefficient de frottement interparticulaire  $\mu$ , avec  $\mu = \tan(\phi_\mu)$ ,  $\phi_\mu$  étant l'angle de frottement interparticulaire). Pour l'angle de frottement interparticulaire  $\phi_\mu$ , nous avons retenu la valeur de  $35^\circ$  (donc  $\mu \sim 0,7$ ). En outre, la densité des particules est égale à  $2700\text{kgm}^{-3}$ . Le récapitulatif des microparamètres employés dans cette étude est affiché dans le tableau 4-1.

Echantillon	M1 - Grave Sableuse	M2 - Gravette roulée
Caractéristiques du modèle		
- module d'élasticité contact, E (MPa)	75	50
- raideur normale grain, kn N/m	$1,5 \times 10^8$	$1,0 \times 10^8$
- raideur tangentielle grain, kt N/m	$7,5 \times 10^7$	$5 \times 10^7$
- frottement interparticulaire, $\mu$	0,70	0,70
- amortissement de l'échantillon,	0,157	0,157
- Dmax (mm)	20	10
- D60	5,0	7,1
- D30	2,7	4,9
- D10	1,0	2,8
- Cu	1,1	1,2
- Cc	5,0	2,5

Tableau 4-1 Récapitulatif des paramètres numériques des échantillons créés.

On doit noter que dans un système bidimensionnel (tel que celui défini par PFC2D), la porosité est calculée comme le rapport entre l'aire des vides et l'aire totale, à la différence d'un espace tridimensionnel, où la porosité correspond au rapport des volumes de ces deux espaces. Bien qu'en 2D comme en 3D la porosité représente l'état de serrage des particules composant le milieu, il n'y a pas une relation claire entre ces grandeurs. Comme il est indiqué dans *Itasca (1997)*, *Deresiewicz (1958)* montre que pour un assemblage de sphères de même taille, l'état le plus dense est caractérisé par une porosité égale à 0,215 ( $1-\pi/4$ ), alors que dans un assemblage bidimensionnel de disques de même taille l'état le plus compact possède une porosité de 0,0931. De manière générale, dans un milieu 3D, l'espace des vides est ainsi plus grand que celui développé en 2D. En outre, on sait que la création de voûtes est une caractéristique inhérente des milieux granulaires. Celles-ci ont plus de probabilité de se créer dans un milieu 3D que dans un milieu 2D, entraînant le blocage des particules avant d'atteindre l'état le plus compact. Il se dégage ainsi qu'en 2D l'obtention des états lâches est moins simple.

On suppose également que la résistance opposée à l'enfoncement dynamique dans un milieu purement frottant est similaire à celle développée lorsque l'enfoncement est réalisé statiquement. Cela a été montré expérimentalement par différents auteurs et particulièrement par *Chaigneau (2001)* lors de la calibration du PANDA. Comme nous le verrons, cette considération permet de s'affranchir des efforts engendrés à cause des forces d'inertie pouvant se développer à l'intérieur des échantillons. L'enfoncement est ainsi réalisé à vitesse constante (20mm/s).

Enfin, avant de débiter une étude sur le phénomène d'enfoncement nous avons considéré pertinent de réaliser quelques expériences simples permettant d'identifier l'influence de quelques paramètres du modèle. Ces expériences ainsi que les résultats obtenus sont présentés dans la section suivante.

### III.3.2. Etude paramétrique

Dans un premier moment nous nous sommes intéressé à la caractérisation macroscopique des échantillons à l'aide de simulations d'essais de compression biaxiaux. Ensuite, nous avons étudié l'influence des conditions aux limites, du frottement pénétromètre/grains et de la vitesse d'enfoncement sur la résistance de pointe au cours de simulations de l'enfoncement.



a. Caractérisation des milieux : simulation d'essais de compression biaxiale

Une des difficultés que présente la MED est liée à la détermination des paramètres définissant le modèle. En effet, les données expérimentales ne permettent pas de déterminer directement les paramètres de modélisation. Ainsi, la démarche généralement adoptée repose sur un calage par analogie macroscopique : un jeu de paramètres micromécaniques sera jugé pertinent si le comportement macroscopique induit correspond à celui du sol étudié. On obtient par ce biais, pour tout jeu de paramètres microscopiques, des informations caractérisant le comportement macroscopique de l'assemblage (**Chareyre, 2003**). Cette démarche pseudo-empirique nous permet de calibrer nos modèles et de réaliser quelques études paramétriques.

Ainsi, nous nous sommes intéressé à observer le comportement macroscopique des échantillons utilisés dans nos études. On s'intéresse également à l'étude de l'influence du frottement interparticulaire  $\mu$  sur la résistance à la rupture des assemblages, expliquée par l'angle de frottement macroscopique  $\phi$ . En effet, il a été montré que ces deux paramètres sont liés, mais dans le cas d'échantillons composés de particules circulaires (2D) ou sphériques (3D) la valeur de  $\phi$  reste inférieure à  $30^\circ \pm 1^\circ$  même si  $\mu$  tend vers l'infini (**Calvetti et Nova, 2005**). Ainsi, ce phénomène aura une influence sur la réponse mécanique du milieu vis-à-vis du phénomène de l'enfoncement.

Dans ce but nous avons ainsi réalisé des simulations d'essais de compression biaxiale sur les deux échantillons utilisés, dont les caractéristiques sont résumées dans le tableau 4-1, pour des états lâche et dense. De plus, pour l'échantillon correspondant à la gravette roulée, nous avons réalisé des essais complémentaires en modifiant le frottement interparticulaire ( $0,7 \rightarrow 0,9$ ).

Les échantillons sont ainsi créés par le biais de la méthode d'expansion de rayons et la compression est réalisée tout en contrôlant la contrainte latérale. L'écrasement est effectué à vitesse constante ( $0,1\text{mm/s}$ ) et, lors de ce processus, on maintient la contrainte latérale constante par le déplacement des parois latérales grâce au principe d'asservissement proposé dans **Itasca, (1997)**. Les contraintes latérales employées sont respectivement 50kPa, 100kPa et 200kPa. Les résultats des essais sont résumés dans le tableau 4-2.

échantillon	Etat	porosité, n	frottement grains, $\mu$	Résultats essais biaxiaux			
				$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	$E_t$ (MPa)	$\phi'$ (°)
Grave	Lâche	0,170	0,70	50	53	10	20,3
				100	120	14	22,0
				200	251	18	22,7
Grave	Dense	0,128	0,70	50	103	40	30,5
				100	214	56	31,1
				200	420	75	30,8
Gravette roulée	Lâche	0,183	0,70	50	70	5	24,3
				100	136	5	23,9
				200	267	12	23,6
Gravette roulée	Dense	0,138	<b>0,70</b>	50	76	11	<b>25,6</b>
				100	185	19	<b>28,7</b>
				200	358	27	<b>28,2</b>
Gravette roulée	Dense	0,138	<b>0,90</b>	50	98	11	<b>29,6</b>
				100	198	19	<b>29,8</b>
				200	435	27	<b>31,4</b>

Tableau 4-2 Récapitulatif résultats essais biaxiaux.



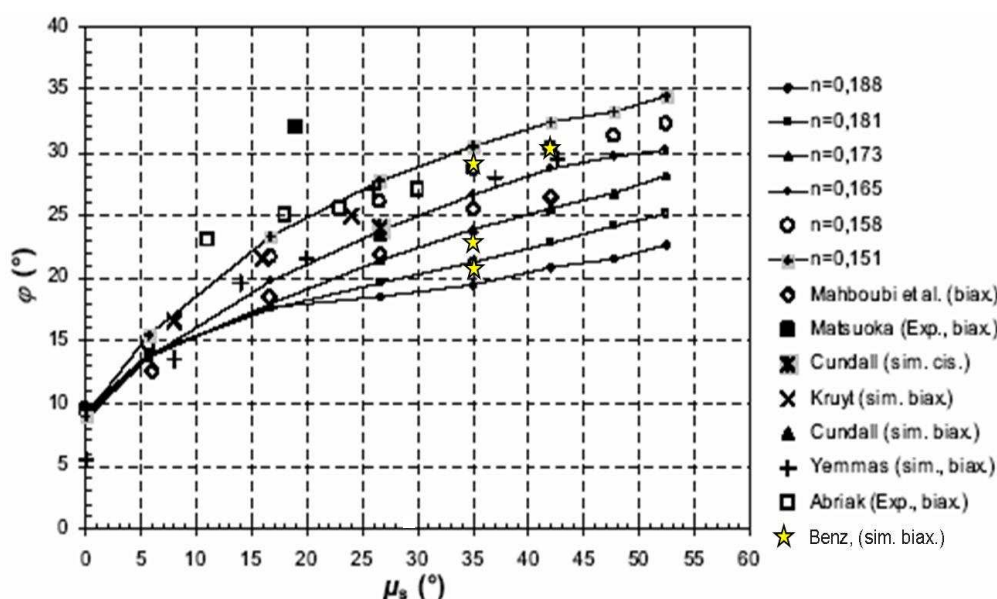


Figure 4-8 – Calibration du frottement macroscopique ( $\mu_s$ ) associé aux grains circulaires bidimensionnels en fonction du frottement interparticulaire des contacts ( $\phi$ ) et de la porosité du milieu ( $n$ ). Nos résultats sont superposés à ceux récapitulés par Chareyre (2003).

A partir des résultats obtenus il se dégage que les deux échantillons présentent un comportement légèrement différent dans le domaine élastique (caractérisé par le module d'élasticité tangent à l'origine) comme dans le domaine plastique (caractérisé par la valeur de l'angle de frottement). Ainsi, dans le domaine des faibles contraintes de confinement ( $\sigma_3 < 50 \text{ kPa}$ ) la grave présente un module compris entre 10 et 40 MPa, alors que la gravette roulée a un module plus faible compris entre 5 et 11 MPa.

Par ailleurs, il est possible de vérifier que pour une granulométrie définie, la valeur de l'angle de frottement macroscopique  $\phi$  du milieu bidimensionnel dépend des valeurs de porosité  $n$  et du frottement interparticulaire  $\mu$ . Toutefois, cette relation n'est pas linéaire et elle doit par conséquent être calibrée. De même, nous avons superposé nos résultats avec ceux récapitulés par **Chareyre (2003)** (cf. Figure 4-8). On peut constater ainsi que la valeur  $\phi$  dépasse rarement le seuil de  $30^\circ$ . Ceci n'est pas le cas des matériaux pulvérulents comme la grave ou les sables, où les valeurs de  $\phi$  sont très supérieures. Ce phénomène, lié sans doute à la nature bidimensionnelle et morphologique des échantillons numériques créés, peut avoir une influence sur la résistance opposée à l'enfoncement lorsqu'on veut modéliser des échantillons denses. En effet, on peut supposer que la résistance à l'enfoncement dépend fortement de l'angle de frottement macroscopique du milieu  $\phi$ . Alors, si celui-ci n'augmente pas, la résistance à la pénétration obtenue par le modèle aura de faibles variations entre l'état moyen et dense.

#### b. Influence de la taille de la chambre : conditions aux limites

Les expériences réalisées en chambres d'étalonnage (**Van der Berg, 1994 ; Lunne et al. 1997 ; Chaigneau, 2001 ; Ahmadi et Robertson, 2002 et 2004**) ont montré que les dimensions de la chambre affectent la résistance de pointe et qu'un rapport correspondant au diamètre  $D$  de la chambre sur le diamètre  $B$  du cône adéquat réduit l'influence de la taille pour des sables denses. Cette valeur n'est pas une constante mais elle dépend, entre autres, des conditions de confinement de l'échantillon. Ainsi, nous nous sommes intéressé à l'étude de l'influence de la taille de la chambre sur la valeur de  $q_d$ .

Echantillons	CRL-01	CRL-02	CRL-03	CRL-04	CRL-05
- Diamètre du moule, D (mm)	140	280	560	840	1120
- Diamètre du pénétromètre, B (mm)	14				
- Rapport D/B	10	20	40	60	80
- Nombre de particules,	1911	3820	7635	11451	15268
- porosité moyenne, n	0,154	0,153	0,154	0,153	0,153
- résistance de pointe, $q_d$ (Mpa)	18,3	10,3	9,8	9,2	9,5
- résistance de pointe, $q_d/q_{d,ref}$ , ( $q_{d,ref} = q_{d(CRL-05)}$ )	1,93	1,08	1,03	0,97	1,00

Tableau 4-3 Influence des conditions aux limites, résumé des simulations.

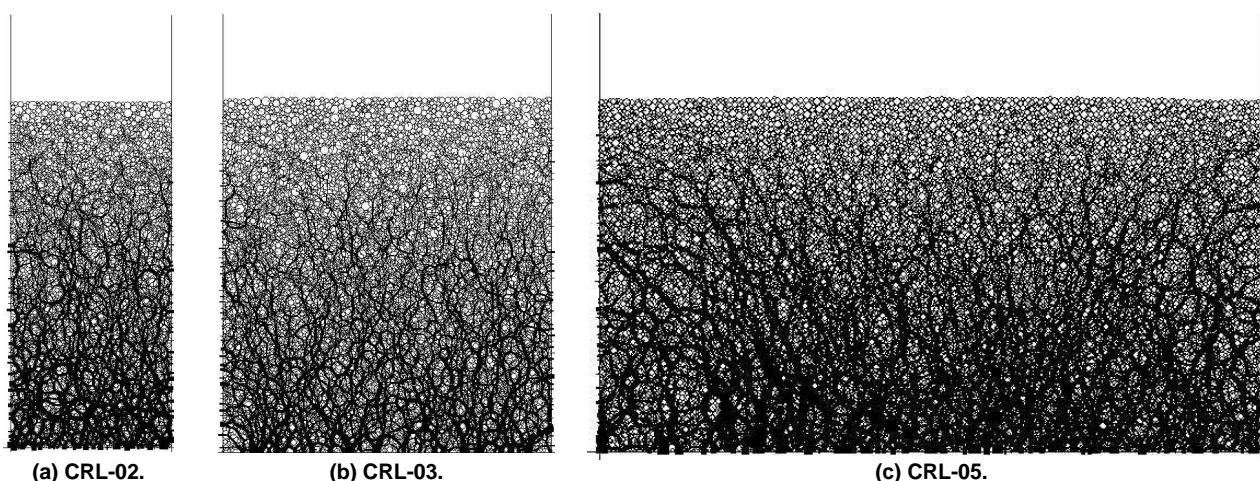


Figure 4-9 – Influence des conditions aux limites, exemple d'éprouvettes fabriquées. Les figures montrent les chaînes d'efforts de contact, où l'épaisseur des traits est proportionnelle à l'intensité de la force maximale du contact détecté à l'intérieur de l'éprouvette. Les parois latérales et celle du fond sont dépourvues de frottement.

Cinq échantillons sont ainsi réalisés (cf. tableau 4-3). Dans toutes les situations simulées, les parois définissant les chambres ont été dépourvues de frottement et les déformations latérales restent nulles pendant l'enfoncement. Un exemple des échantillons créés est présenté dans la figure 4-9. Dans tous les cas, le matériau de remplissage correspond à l'échantillon M1. La création de l'échantillon est réalisée par expansion des rayons de manière à obtenir un état de densité moyenne dense. Une fois les échantillons réalisés, le pénétromètre, de 14mm de diamètre, est enfoncé à vitesse constante (20mm/s).

Pour l'analyse de résultats nous avons comparé les efforts de pointe correspondant à chaque échantillon (cf. figure 4-10). On doit noter que les efforts sur la pointe sont du même ordre pour les premiers 300mm d'enfoncement. Ensuite, l'amplitude des efforts en pointe correspondant aux conditions CRL-03 à CRL-05 devient plus faible. Nous avons comparé les valeurs moyennes de résistance de pointe obtenues dans chaque situation. Pour ce faire, nous avons pris comme valeur de référence  $q_{d,ref}$  celle obtenue dans l'échantillon CRL-05. En effet, dans ces conditions, il est possible de considérer que le milieu est infini latéralement et que les effets de bord deviennent donc négligeables. Les valeurs de  $q_d$  enregistrées dans les autres simulations sont ainsi exprimées comme le rapport entre la valeur mesurée  $q_d$  et la valeur de référence  $q_{d,ref}$  (cf. figure 4-13). Il se dégage qu'à partir du rapport  $D/B > 30$  la résistance de pointe est très peu influencée par les conditions des bords. Ceci est vérifié par le biais des études réalisées par d'autres auteurs dans ces conditions de confinement où la résistance de pointe se stabilise à partir du rapport  $D/B > 40$  (Ahmadi, 2004 ; Iqbal, 2004).

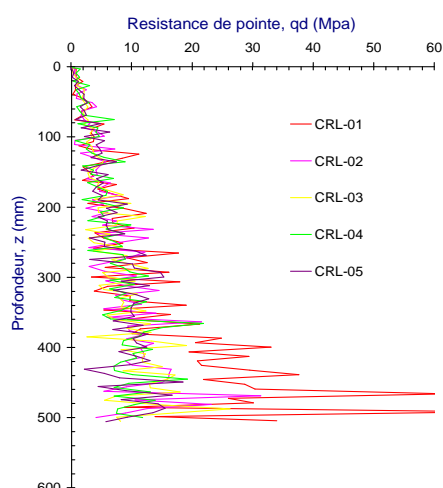


Figure 4-10 : Influence des conditions aux limites, rapport D/B. Comparaison des pénétrogrammes.

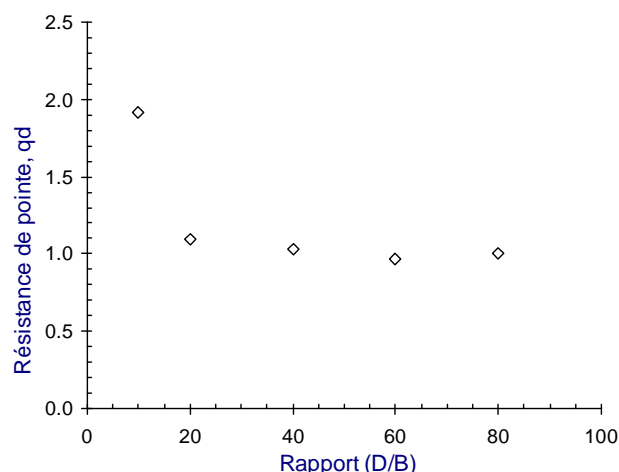


Figure 4-11 : Influence des conditions aux limites, rapport D/B, sur la résistance de pointe. Les valeurs de résistance de pointe  $q_d$  sont exprimées par le rapport  $q_d/q_{d_{ref}}$ , où  $q_{d_{ref}}$  correspond à la valeur mesurée dans l'échantillon CRL-05.

Deux autres facteurs sont importants à prendre en compte dans le problème de l'enfoncement : ce sont la vitesse d'enfoncement et l'interaction cône/sol, représentée par le coefficient de frottement introduit à l'interface du pénétromètre. Nous avons étudié leur influence sur les efforts mesurés en pointe. Les résultats obtenus sont présentés ci-après.

### c. Influence de la vitesse d'enfoncement

Pour étudier les effets de la vitesse d'enfoncement, nous avons traité le cas où la vitesse d'enfoncement est augmentée pour se rapprocher du cas d'un pénétromètre dynamique. Dans ce but cinq vitesses d'enfoncement sont testées pour un même échantillon (20-125-500-750 et 1250mm/s). Dans tous les cas les résultats ont été obtenus dans un échantillon dont la porosité moyenne est d'environ 0,146 (état dense) et l'amortissement est de 0,157 (5% de la valeur critique d'après *Itasca, 1997*). Pour analyser la variation de la résistance de pointe  $q_d$  en fonction de la vitesse d'enfoncement  $v_p$ , nous avons pris comme valeur de référence la résistance  $q_d$  obtenue lors des simulations effectuées à une vitesse d'enfoncement de 20mm/s.

Les résultats obtenus sont présentés dans la figure 4-12. Cette figure montre clairement qu'une vitesse trop élevée conduit à surestimer les valeurs de la résistance de pointe. Il est possible de considérer que l'augmentation de la résistance de pointe est proportionnelle à l'incrément de la vitesse d'enfoncement pour des valeurs supérieures à 125mm/s. Toutefois, ces variations ne correspondent pas à celles observées expérimentalement (*Vachon, 1998 ; Zhou, 1997 ; Chaigneau, 2001*). C'est pourquoi on pense que ces variations n'ont qu'un caractère numérique et qu'elles sont liées aux modèles d'amortissement virtuel introduits pour dissiper l'énergie du modèle. Par la suite, nous allons retenir une vitesse d'enfoncement constante égale à 20mm/s permettant de s'affranchir de ces variations.

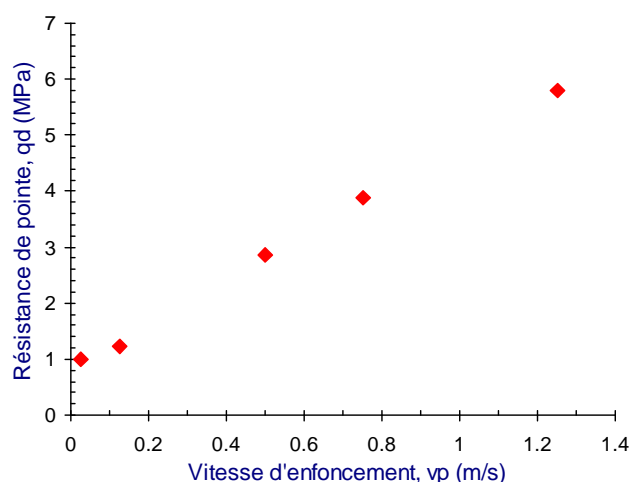


Figure 4-12 : influence de la vitesse d'enfoncement.

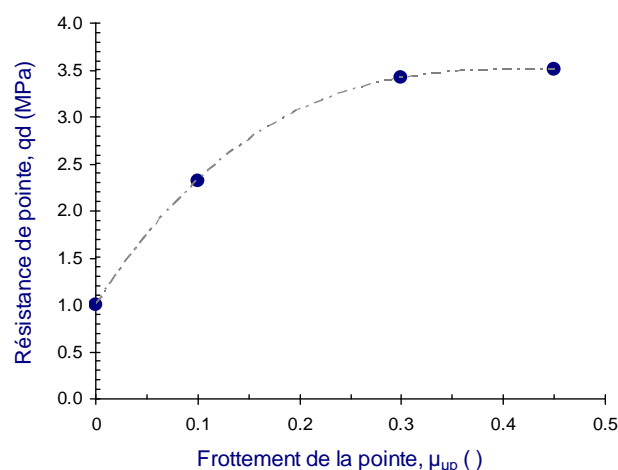


Figure 4-13 : influence du frottement cône/ grains.

#### d. Influence du frottement à l'interface cône/grains

Quant aux effets du frottement, quatre simulations sont effectuées pour étudier son influence sur la valeur de la résistance de pointe. Certaines études ont montré que le frottement à l'interface cône/sol a des effets sur le mécanisme de déformation du milieu autour de la pointe (**Kinloch, 2006 ; Jiang et al 2006**). Ainsi, nous nous sommes intéressé à quantifier les variations des efforts de pointe lorsque le frottement à l'interface augmente. Pour ce faire, nous avons simulé, sur un même échantillon, l'enfoncement d'un pénétromètre dont le frottement du cône  $\mu_{up}$  varie entre 0 et 0,45 ( $0^\circ < \varphi_{up} < 25^\circ$ ). On doit noter que dans PFC, le coefficient de frottement pris en compte à l'interaction entre deux entités est la plus faible valeur parmi les deux éléments en contact, si le contraire n'est pas spécifié.

Pour l'analyse des résultats nous avons pris en compte une valeur de résistance de pointe  $q_d$  de référence, correspondant à la valeur enregistrée dans le cas où le pénétromètre est parfaitement non frottant ( $\varphi_{up}=0^\circ$ ). Les résultats obtenus sont présentés dans la figure 4-13. Il se dégage que la résistance de pointe augmente rapidement pour les valeurs du coefficient de frottement du cône inférieures à 0,30 (cf. figure 4-13). Pour des valeurs supérieures on peut remarquer que cette variation est moins importante et presque négligeable. Par la suite, nous allons adopter une valeur de frottement à l'interface pénétromètre/sol égale à 0,30.

#### e. Bilan

L'objectif de cette section était d'une part de caractériser le comportement macroscopique des échantillons employés dans nos études et d'autre part d'étudier l'influence de quelques paramètres propres au modèle (conditions aux limites, frottement intergranulaire des grains, vitesse d'enfoncement,...).

Il ressort des simulations d'essais biaxiaux que les échantillons employés présentent un comportement légèrement différent. Néanmoins, des études complémentaires devront être réalisées pour l'étalonnage des microparamètres définissant le comportement élastique des échantillons. En effet, les résultats obtenus (module d'élasticité tangent à l'origine) sont loin de ceux indiqués dans la littérature pour de tels matériaux. Toutefois, nous allons retenir les microparamètres présentés dans le tableau 4-1, cela notamment par économie de temps de calcul.

Quant au comportement à la rupture des échantillons, nous avons pu remarquer qu'il existe une relation entre le frottement interparticulaire  $\mu$  et l'angle de frottement macroscopique  $\varphi$ . Toutefois cette relation n'est pas linéaire et il se dégage que la valeur de  $\varphi$  dépasse rarement le seuil de  $30^\circ$ .

Par ailleurs, les simulations préliminaires de l'enfoncement pénétrométrique ont permis d'identifier l'influence de quelques paramètres tels la vitesse d'enfoncement et le coefficient de frottement entre le cône et les grains. De manière générale, la résistance à la pénétration augmente linéairement lorsque la vitesse d'enfoncement augmente aussi. Toutefois, comme cela a été indiqué, on pense que ces effets sont dus à l'amortissement numérique introduit dans le modèle pour la dissipation de l'énergie. En outre, nous avons pu constater que la résistance à l'enfoncement augmente lorsque le frottement entre le cône et les grains  $\mu_{\mu p}$  augmente aussi. Cette augmentation est presque linéaire pour les valeurs de  $\mu_{\mu p}$  inférieures à 0,3. Pour des valeurs supérieures, les effets sur la résistance de pointe se stabilisent. Par la suite nous nous intéressons à la simulation de l'enfoncement pénétrométrique et notamment à l'étude d'une relation entre la résistance de pointe et la densité du milieu.

### III.3.3. Simulation de l'enfoncement

On peut supposer que les paramètres déterminant la résistance ultime d'un milieu granulaire peuvent se réduire à la granulométrie et à la forme des grains ainsi qu'au frottement interparticulaire et à la densité du milieu. Ainsi, si la granulométrie, la forme des particules et le frottement interparticulaire sont définis, la résistance ultime du milieu ne dépendra que de la densité du milieu, ou de la porosité.

Dans ce but, différentes éprouvettes sont créées ; les caractéristiques des échantillons numériques sont résumées (cf. tableau 4-1). Chaque échantillon est fabriqué dans un état de densité (porosité) différent. Au total 9 éprouvettes sont confectionnées (4 correspondant au matériau M1 et 5 correspondant à l'échantillon M2) dont les caractéristiques de certains sont présentées dans le tableau 4-4. Les conditions aux limites sont définies par les dimensions de la chambre d'étalonnage et l'état de confinement du matériau à l'intérieur de celle-ci (cf. figure 4-14).

	M1 - D2 - Grave			M2 - D2 - Gravette Roulée		
	lâche	moyen	dense	lâche	moyen	dense
- largeur, L (m)	0,38			0,38		
- hauteur, H (m)	0,60			0,60		
- nombre de particules	5374	5708	5992	6455	6534	6730
- porosité, n	0,188	0,155	0,129	0,20	0,17	0,16
- indice de vides, e	0,23	0,183	0,149	0,25	0,21	0,19
- nombre de coordination (#)	3,28	3,36	3,62	3,24	3,28	3,27

Tableau 4-4 : caractéristiques des échantillons numériques.

La chambre est modélisée par le biais de trois segments rigides (parois) non frottants, permettant de simuler au mieux le protocole expérimental de réalisation des éprouvettes établi par **Chaigneau (2001)**. Les dimensions standards de la chambre sont 400mm de diamètre et 800mm de hauteur, toutefois nous avons retenu une hauteur de 600mm permettant de réduire le temps de calcul. On doit noter que ces conditions sont suffisantes pour éviter les effets de bord qui augmentent la valeur de la résistance de pointe  $q_d$  (cf. figure 4-11). De plus, ces conditions permettent de négliger les efforts créés par l'effet des frottements grains-parois et la création de voûtes dans ces zones.

Quant à l'état de confinement du matériau, outre le poids propre, aucune contrainte n'est appliquée verticalement. En outre, les déformations horizontales sont nulles.

Les conditions initiales du modèle sont définies principalement par l'histoire du milieu au moment de l'essai, donc par la manière de réaliser les éprouvettes. Nous avons retenu la méthode de génération par expansion de rayons. Ainsi, une fois entrée la granulométrie à reproduire (cf. figure 4-7.b), le nombre de particules nécessaires est calculé en fonction de la porosité à atteindre et les particules sont générées aléatoirement à l'intérieur du moule.

Par la suite, quelques cycles de calcul sont suffisants pour obtenir l'état de densité souhaité. Durant ce processus, le frottement interparticulaire peut varier entre zéro et l'infini. Le frottement est ainsi zéro lorsque l'on veut avoir un échantillon très dense, et au contraire infini pour l'état lâche. Les calculs se poursuivent en appliquant le frottement intergranulaire spécifié à l'échantillon, lequel est par la suite soumis à la force de la pesanteur. Enfin, des calculs complémentaires sont réalisés pour atteindre l'état final d'équilibre (défini comme l'instant où tous les grains possèdent au moins un contact avec un autre grain et où les forces de déséquilibre sont négligeables).

Dans la figure 4-15 est illustré l'exemple de trois échantillons fabriqués à différents états de compacité et confectionnés avec le matériau M1 (grave sableuse). Elle présente les efforts de contact (chaînes d'efforts) à l'intérieur des éprouvettes pour l'état initial. On peut noter que la distribution des efforts à l'intérieur du milieu ne suit pas des chemins privilégiés et qu'il existe des zones où les efforts sont pratiquement nuls. Le pénétromètre est placé sur la surface et dans l'axe de l'échantillon de telle sorte qu'il soit contigu du grain le plus proche du sommet. Le pénétromètre est représenté par des segments rigides frottants qui modélisent la tige ( $\varnothing 14\text{mm}$ ) et la pointe conique ( $\varnothing 16\text{mm}$  ou  $22,5\text{mm}$ , et angle du sommet  $90^\circ$ ) (cf. figure 4-14).

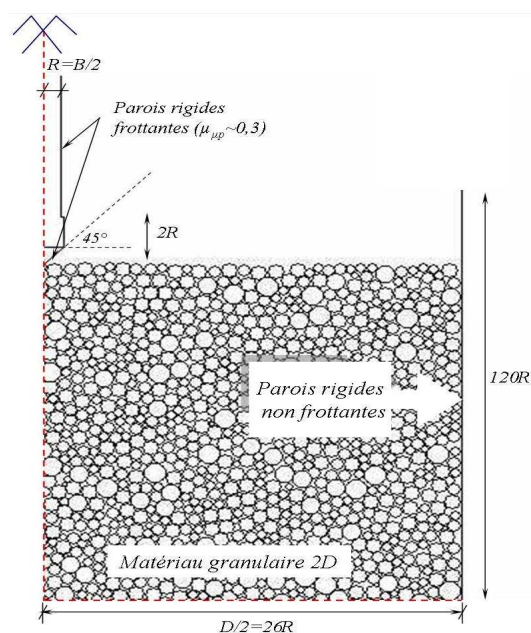


Figure 4-14 : schéma des conditions aux limites du modèle.



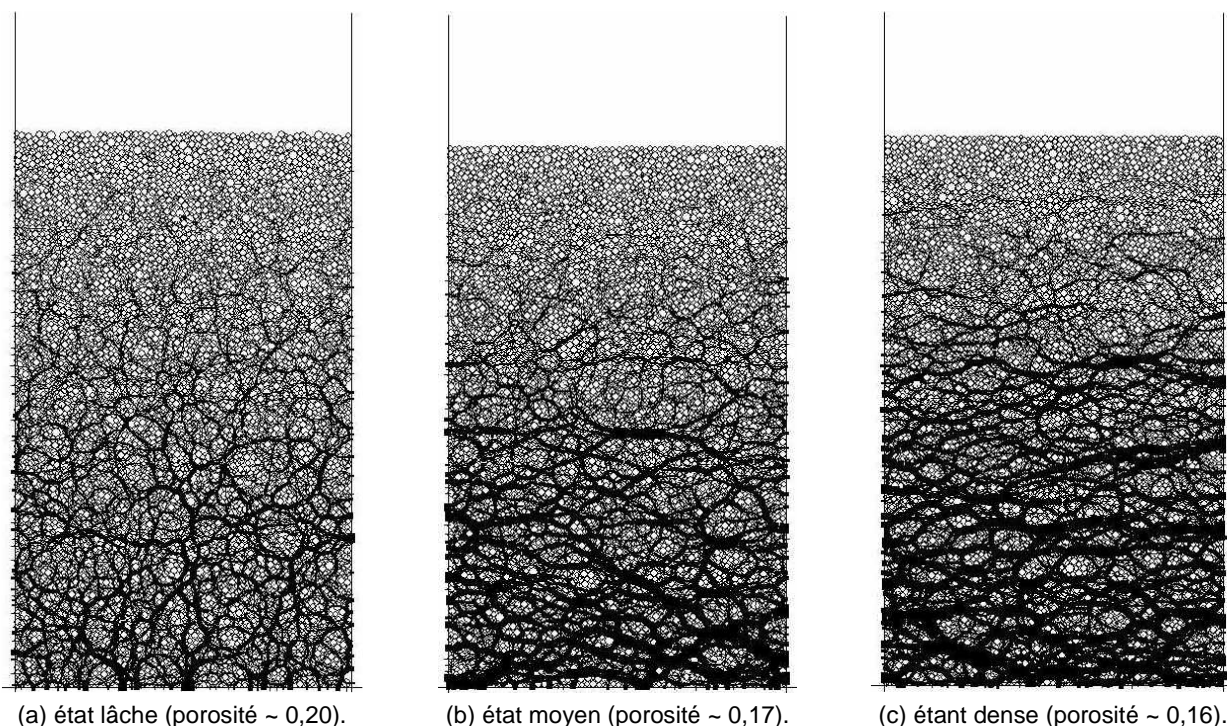


Figure 4-15 - Exemple de trois échantillons numériques fabriqués : cas de la gravette roulée. Les figures montrent les chaînes d'efforts de contacts à l'intérieur du milieu pour l'état initial. L'épaisseur des traits est proportionnelle à l'intensité de la force maximale du contact détecté à l'intérieur de l'éprouvette.

L'enfoncement est réalisé en deux phases. D'abord, le pénétromètre est accéléré progressivement jusqu'à atteindre la vitesse d'enfoncement  $v_p$  spécifiée. Cela permet ainsi de s'affranchir des efforts entraînés par des forces d'inertie créées au début de l'enfoncement. Par la suite le pénétromètre est enfoncé dans l'échantillon à vitesse constante ( $v_p \sim 20 \text{ mm/s}$ ). L'interaction pénétromètre/grains est régie par le même modèle de contact conçu pour l'interaction entre les grains (élastique linéaire). Toutefois, l'angle de frottement pénétromètre/grains  $\phi_{\mu p}$  est ici égale à  $18^\circ$  ( $\tan(\phi_{\mu p}) \sim 0,30$ ).

#### a. Résultats

Pour chaque éprouvette fabriquée on simule l'enfoncement du pénétromètre jusqu'à une profondeur égale à 540mm, permettant de s'affranchir des effets de fond. Au cours de l'enfoncement nous avons enregistré les signaux de résistance de pointe  $qd(z)$  et les efforts dus aux frottements latéraux  $fs(z)$ . Toutefois, par la suite nous nous intéressons plus particulièrement aux variations des signaux  $qd(z)$ , lesquels sont régulés par une fenêtre glissante avec un pas égal à 10mm.

Le processus d'enfoncement est également enregistré, permettant ainsi de suivre de manière graphique l'évolution des champs d'efforts (forces de contact), de vitesses et de déplacements à l'intérieur de l'éprouvette durant l'enfoncement. La figure 4-16 et la figure 4-17 présentent un exemple des champs de contrainte et de déplacement enregistrés lors des simulations effectuées dans une éprouvette fabriquée avec du matériau M1 à l'état dense. Dans la figure 4-16 on illustre, à différents instants, les chaînes d'efforts de contact (réseaux d'efforts) à l'intérieur de l'éprouvette.

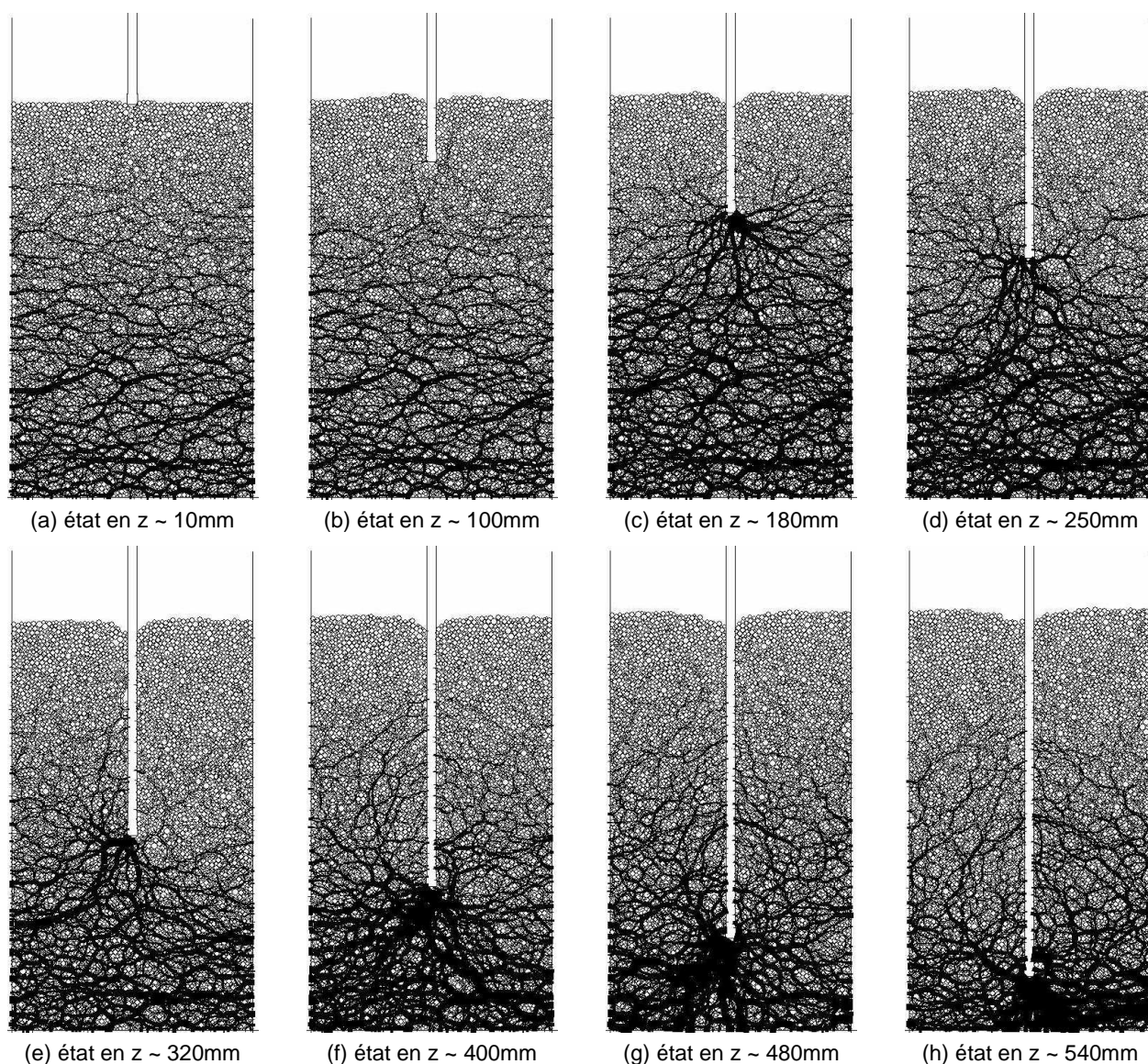


Figure 4-16 – Champ d'efforts de contact durant l'enfoncement du pénétromètre dans le milieu : échantillon M1 (gravette roulée). Les figures montrent les chaînes des efforts de contact à l'intérieur du milieu au cours de l'enfoncement du pénétromètre. L'épaisseur des traits est proportionnel à la force maximale de contact calculée à l'intérieur de l'éprouvette lors du passage du pénétromètre.

Chaque contact est représenté par un trait dont l'épaisseur est proportionnelle à la force maximale calculée à chaque pas de temps. On peut remarquer que la distribution des efforts à l'intérieur de l'échantillon n'est pas uniforme et que le développement des réseaux d'efforts a des allures un peu chaotiques. Il se dégage qu'il existe une concentration des efforts autour de la pointe qui augmente avec la profondeur. En outre, les contacts s'orientent de préférence perpendiculairement à la surface du cône. Cependant, il s'avère moins simple d'analyser le mécanisme de déformation à partir de ces figures. C'est pourquoi dans la figure suivante on présente le champ de déplacements des grains engendré par les variations des forces de contact durant le passage du pénétromètre. Celui-ci permet d'observer plus dans le détail la localisation des déformations à l'intérieur de l'éprouvette et autour de la pointe.



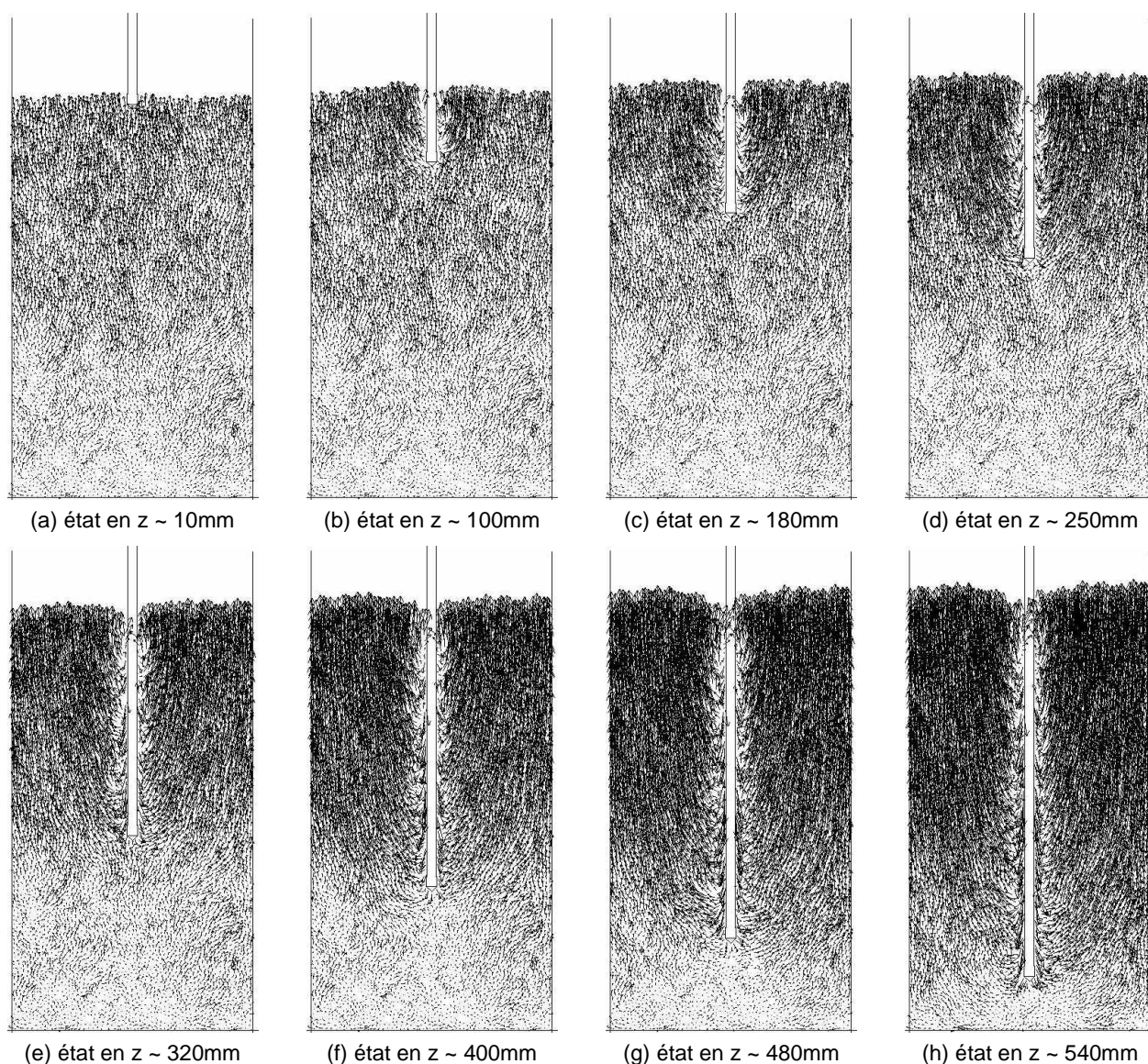


Figure 4-17 – Champ de déplacement des grains durant l'enfoncement du pénétromètre dans le milieu : échantillon M1 (gravette roulée). Les figures montrent les vecteurs de déplacement des grains à l'intérieur de l'éprouvette, dont la longueur des traits est proportionnelle au déplacement maximal calculé à l'intérieur de l'éprouvette lors du passage du pénétromètre.

De manière générale, lorsque le pénétromètre s'enfonce dans l'échantillon, les grains se meuvent et sont refoulés vers les deux côtés latéraux. Les grains se situant en dessous de la pointe sont poussés en diagonale vers le bas du cône. La trajectoire des déplacements s'incurve ainsi pour devenir finalement presque verticale (semblable à une spirale logarithmique). Ceux-ci correspondent à la localisation des déformations dans le milieu avec génération des bandes de cisaillement. En outre, on peut noter que ces trajectoires ne reviennent pas sur le fût du pénétromètre, mais qu'elles se développent jusqu'à émerger à la surface libre de l'échantillon. Il est également possible de remarquer que les grains les plus éloignés du pénétromètre, ceux qui sont proches des parois latérales de la chambre, se déplacent verticalement lorsque le pénétromètre s'enfonce.

Ainsi, le long des parois latérales de la chambre une zone de cisaillement se développe. Celle-ci est engendrée par l'incompressibilité du milieu d'une part et du fait que les parois latérales sont dépourvues de frottement d'autre part. Il ressort de l'analyse des champs de déplacement que le processus de rupture du massif granulaire induit par l'enfoncement du pénétromètre se traduit par la création de lignes de glissement qui se développent suivant une allure analogue aux schémas de rupture proposés par **Oudjehane (1996)** (à savoir le modèle de Bérézantzev et celui de Biarez et Grésillon).

Quant aux pénétrographes obtenus à la fin des simulations, ceux-ci sont rassemblés pour chaque échantillon dans la figure 4-18. De manière générale, on peut constater que les signaux obtenus présentent une allure très similaire quel que soit l'échantillon. On observe ainsi une augmentation progressive de  $qd$  en fonction de la profondeur (évolution presque logarithmique). En effet, bien que **Chaigneau (2001)** montre qu'une des particularités des signaux pénétrométriques soit l'existence d'une profondeur critique ( $z_c$ ) au-delà de laquelle la résistance de pointe  $qd(z)$  se stabilise et reste quasi constante (pour des profondeurs modestes), on sait que dans les cas des sols frottants la stabilisation n'est jamais rigoureusement atteinte, tout comme on peut le remarquer dans les signaux exposés ici. Néanmoins, pour des faibles profondeurs d'investigation, on peut faire l'hypothèse raisonnable que la résistance de pointe devient aussi constante dans ce type de sols. On calcule ainsi les valeurs moyennes de résistance de pointe  $qd$  pour toutes les valeurs situées sous la profondeur critique ( $z_c$ ). C'est cette valeur qu'on va corrélérer ci-après avec la porosité  $n$  des échantillons (cf. figure 4-19).

Bien que l'allure des signaux suive la même tendance nous observons des variations (bruits) en amplitude de  $qd(z)$  différentes pour chaque éprouvette testée. On peut noter ainsi que ces variations sont moins importantes pour le cas des signaux obtenus à partir des essais pratiqués dans l'échantillon M2 (cf. Figure 4-18.b). En absence de bruits de fond dus aux effets externes (qualité intrinsèque des capteurs) on peut penser que ces bruits sont reliés aux caractéristiques micromécaniques du milieu ausculté. Ceci a été étudié numériquement par **Oudjehane (1996)** et vérifié expérimentalement par **Chaigneau (2001)**. A l'heure actuelle, et sur la base des expériences au laboratoire de ce dernier auteur, on sait que le bruit contenu dans un pénétrographe est beaucoup moins important pour le cas de sols fins (sables fins, limons, argiles) que pour des sols à gros grains. Néanmoins, aucune approche permettant de relier ce bruit à une propriété globale du milieu n'est connue. Il semblerait ainsi que de telles simulations puisse fournir des informations intéressantes permettant d'étudier ce phénomène.

Il ressort des pénétrographes exposés que la valeur moyenne de  $qd$ , obtenue pour différents états de densité n'a pas une grande variation, quel que soit l'échantillon (cf. figure 4-18). Cela peut être dû à la difficulté d'obtenir des échantillons très lâches ou très denses. Dans le cas d'un échantillon 2D composé de disques monodimensionnels, les états le plus lâche et le plus dense sont caractérisés respectivement par des porosités égales à 0,215 et 0,0931. On doit noter ainsi, que la plupart des échantillons que nous avons fabriqués se trouvent dans l'état moyen (cf. tableau 4-4). En outre, nous avons montré que pour ce type d'échantillons, l'angle de frottement  $\varphi'$  (définissant la résistance ultime au cisaillement) dépasse rarement la valeur de  $31^\circ$ . Ainsi, ceci peut être également une des causes pour laquelle nous n'obtenons pas de grandes variations de résistance  $qd$ .

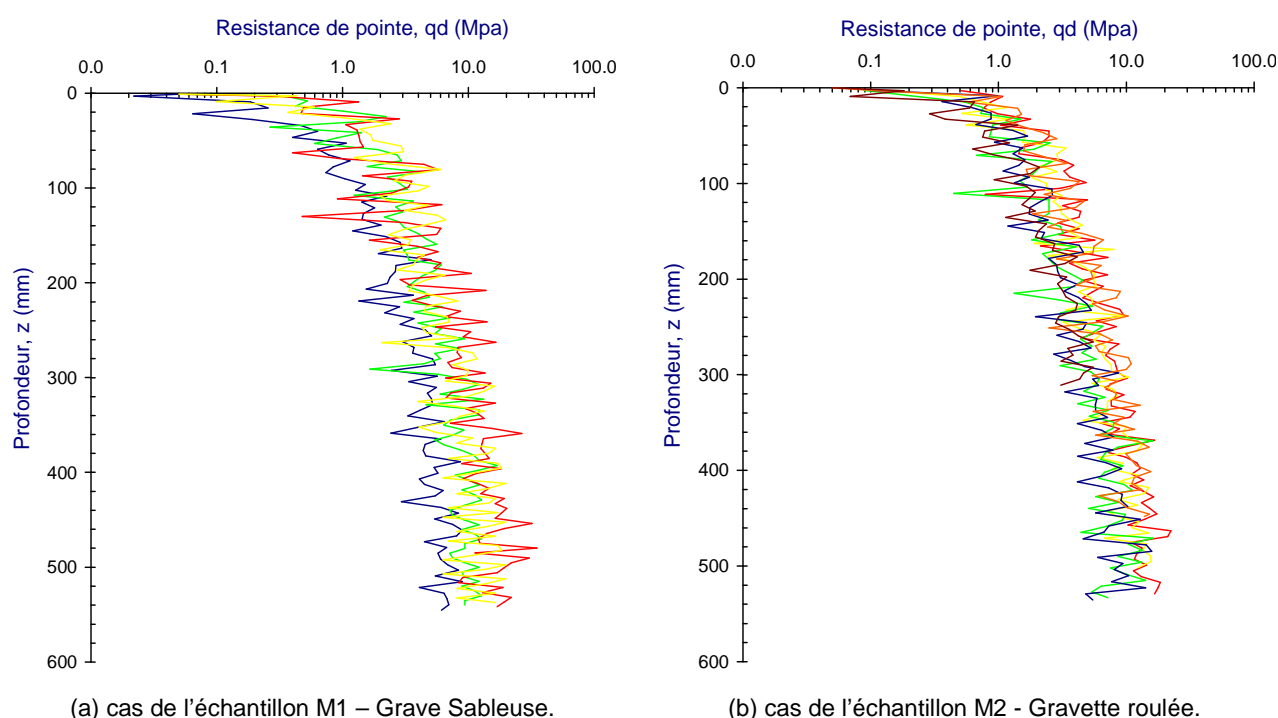


Figure 4-18 – Pénétrogrammes obtenus lors des simulations de l'enfoncement pénétrométrique. Les signaux présentés correspondent aux efforts en pointe. Ceux-ci sont lissés par le biais d'une fenêtre glissant tous les 10mm d'enfoncement. Il est possible de remarquer que les signaux pénétrométriques possèdent la même allure quel que soit l'échantillon. Toutefois, on peut noter que les variations en amplitude sont moins importantes pour les signaux obtenus dans l'échantillon M2 (gravette roulée), où la distribution granulométrique est serrée.

De même il est possible de remarquer que la résistance de pointe obtenue dans l'échantillon M1 dans l'état le plus dense est légèrement plus importante que celle obtenue dans l'échantillon M2 pour les mêmes états. Cette variation peut être liée aux caractéristiques granulométriques du milieu (taille maximale, coefficient d'uniformité,...) comme cela a été observé expérimentalement par **El Hajj Hussein, (2006)**.

Enfin, dans la figure 4-19 on confronte, pour chaque échantillon testé, la valeur moyenne de la résistance de pointe  $qd$  et le poids volumique sec  $\gamma d_{2D}$  calculé selon l'expression suivante :

$$\gamma d_{2D} = \rho_s (1 - n) \quad \text{équation 4-1}$$

Où  $n$  est la porosité 2D des échantillons et  $\rho_s$  correspond à la densité des grains composant le massif granulaire ( $2700 \text{ kg/m}^3$ ). On peut noter ainsi que le procédé de calibration pénétrométrique pour des échantillons numériques permet de corréler la valeur de la résistance de pointe moyenne  $qd$  avec le poids volumique sec  $\gamma d_{2D}$  du milieu ausculté. En effet, bien qu'ayant testé une gamme restreinte d'états de densité, on a montré que la loi numérique qui s'ajuste le mieux est du type logarithmique ( $\gamma d = a * \ln(qd) + b$ ), comme cela a été proposé par **Zhou (1997)** et **Chaigneau (2001)**.

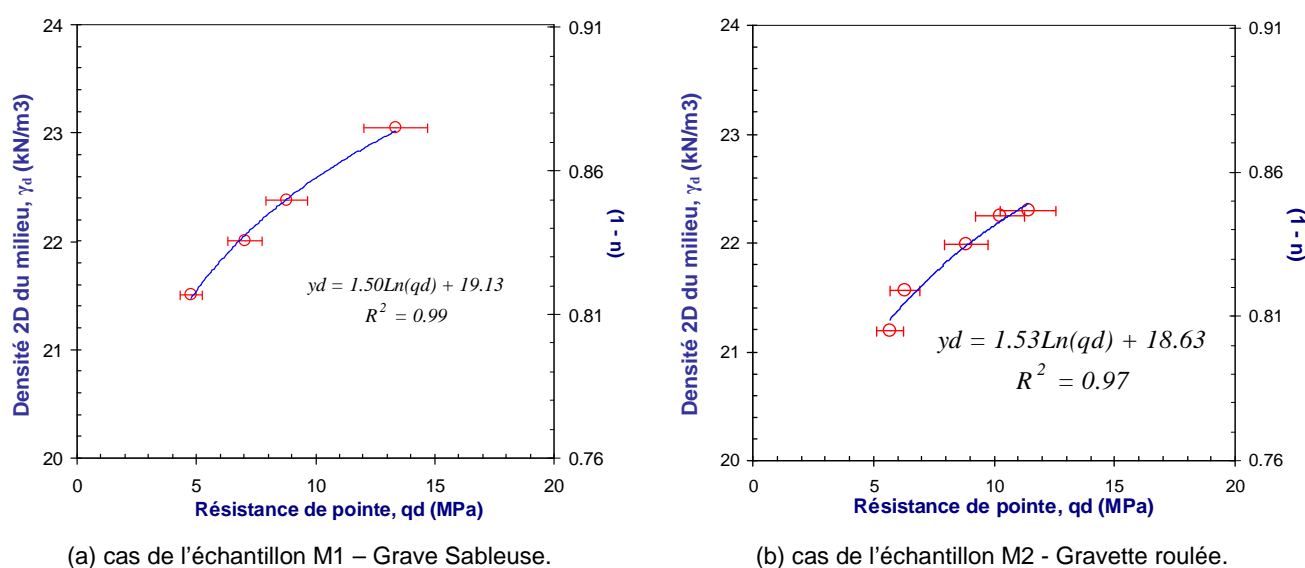


Figure 4-19 – Corrélation numérique entre l'état de densité (porosité) 2D et la résistance de pointe. Confrontation des courbes de calibration obtenue pour chaque échantillon. On peut remarquer qu'une courbe logarithmique reproduit de façon satisfaisante la loi numérique.

Cependant, et même si ces deux matériaux (M1 et M2) correspondent par hypothèse à une même classe de sol GTR, il est possible de remarquer une légère différence entre les courbes de calibration obtenues. Puisque la taille maximale ainsi que l'angularité des grains sont les mêmes pour les deux matériaux, nous pouvons conclure que la différence observée peut être expliquée par la variation des caractéristiques granulométriques entre les deux échantillons, notamment par le coefficient d'uniformité,  $C_u$ . On sait que le coefficient  $C_u$  est un paramètre très influant sur les comportements des sols pulvérulents. Il influe notamment les caractéristiques de compactage, ainsi que les caractéristiques mécaniques de cisaillement des sols pulvérulents. Toutefois, cette valeur n'est pas prise en compte dans la classification GTR. Ainsi, il semblerait intéressant de se servir de la MED pour l'étude de ce phénomène, soit par le biais de simulations d'essais biaxiaux, soit par l'intermédiaire de simulations de l'enfoncement pénétrométrique.

### III.3.4. Conclusions

Dans cette section nous avons présenté une étude numérique bidimensionnelle sur l'enfoncement pénétrométrique dans un milieu granulaire à l'aide de la méthode aux éléments discrets (MED). Pour ce faire, nous avons utilisé le code PFC2D. L'objectif principal était d'étudier d'une part le mécanisme d'enfoncement de manière générale, et d'autre part la relation entre la résistance de pointe  $q_d$  et l'état de densité initial des éprouvettes construites. Nous avons commencé par des études paramétriques simples, permettant de comprendre l'influence de quelques paramètres numériques ainsi que des paramètres du modèle. Les principales conclusions sont les suivantes :

- il existe une relation entre le frottement interparticulaire  $\mu$  et l'angle de frottement macroscopique  $\varphi'$ . Toutefois cette relation n'est pas linéaire et elle nécessite des calibrations numériques. De plus, nous avons pu observer que la valeur de  $\varphi'$  dépasse rarement les  $31^\circ$ ,

- en ce qui concerne l'influence des conditions aux limites sur la valeur de  $qd$ , nous avons pu montrer que pour des rapports  $D/B$  ( $D$  diamètre de la chambre et  $B$  diamètre du pénétromètre) supérieures à 30, les effets de bord sont négligeables. Ceci est applicable aux conditions de réalisation décrites dans le paragraphe III.3.2 (déformation latérales nulles, parois non frottantes, ...),
- la résistance de pointe  $qd$  augmente en fonction de la profondeur. Cette augmentation a une allure logarithmique,
- l'augmentation du frottement entre le cône et les grains entraîne une augmentation de la valeur de  $qd$ . Nous avons testé des coefficients de frottement cône/grains  $\mu_{pp}$  compris entre 0 et 0,45. On remarque une augmentation presque linéaire de  $qd$  pour des valeurs de  $\mu_{pp}$  inférieures à 0,30. Au delà il semblerait que la valeur de  $qd$  se stabilise,
- il apparaît que le processus de rupture du massif granulaire, induit par l'enfoncement, se traduit par la création de lignes de glissement qui se développent jusqu'à la surface selon une allure analogue à une spirale logarithmique,
- enfin, pour l'étude de la relation entre la résistance de pointe  $qd$  et l'état de densité initial du milieu ausculté, on montre que la loi qui s'ajuste le mieux pour corrélérer ces deux paramètres est du type logarithmique.

De manière générale nous avons montré que la modélisation à l'aide de la MED s'adapte bien aux phénomènes de grandes déformations comme l'enfoncement pénétrométrique. Les résultats obtenus sont analogues à ceux observés expérimentalement pour des sols pulvérulents. Toutefois la méthode est limitée par le temps de calcul nécessaire et surtout le caractère bidimensionnel des simulations réalisées. Ainsi une modélisation plus réaliste du phénomène demande le développement de simulations tridimensionnelles. Nous présentons dans la section suivante une première tentative de modélisation 3D du phénomène de l'enfoncement pénétrométrique. Celle ci sera confrontée avec un cas réel : le diagnostic des voies ferrées ballastées par méthode pénétrométrique.

### III.4. Modélisation tridimensionnelle à l'aide de PFC3D

Afin d'avoir une représentation réaliste et fidèle des phénomènes se déroulant lors de l'essai pénétrométrique dans un milieu granulaire, une modélisation 3D est indispensable. Toutefois, compte-tenu du temps de calcul nécessaire, dans cette section on s'intéresse à l'étude de matériaux granulaires grossiers, tel que le ballast. Celui-ci est très utilisé pour la construction des voies ferrées ballastées à cause de ses caractéristiques mécaniques permettant de répondre aux exigences mécaniques nécessaires pour ce type d'ouvrage (transport de charges lourdes et à grande vitesse). Néanmoins, les sollicitations répétitives et croissantes auxquelles ce type de structures est soumise font que le processus de détérioration s'accélère. Ainsi, à l'heure actuelle la durée de vie d'une voie ferrée reste difficile à estimer. Dans ce contexte, le laboratoire LGC et Sol-Solution proposent depuis quelques années des méthodologies de diagnostic et de contrôle des voies ferrées, appuyées notamment sur la réalisation des essais pénétrométriques, permettant d'ausculter la structure entière et d'estimer l'état de densité de la couche ballastée. Toutefois, à cause du caractère discontinu du milieu, des essais de calibration au laboratoire sont indispensables. Nous allons présenter par la suite l'ensemble de travaux réalisés en particulier pour l'étalonnage pénétrométrique. Cette section est largement inspirée de travaux réalisés par (*Breul et al., 2009*).

### III.4.1. Etude expérimentale

Comme il a été indiqué précédemment, des essais de pénétration à l'aide du pénétromètre PANDA réalisés à titre expérimental au sein de matériaux granulaires grossiers ont montré que la réponse de l'outil était sensible aux conditions de mise en œuvre du matériau (anisotropie initiale) et plus particulièrement à son état de serrage. De plus, on a pu montrer que cette réponse était répétable. Ainsi, afin de confirmer cette sensibilité et de tenter d'établir une relation liant la résistance de pointe  $q_d$  à l'état de serrage du matériau grossier (ballast) en place, une étude expérimentale a été menée. La démarche expérimentale développée a consisté à étudier l'évolution de  $q_d$  moyen obtenu au sein du ballast pour différents états de densité. On utilise pour cela le procédé de confection d'éprouvettes proposé par **Chaigneau (2001)**. Le ballast employé est d'origine basaltique et la distribution granulométrique est comprise entre 25 et 50mm.

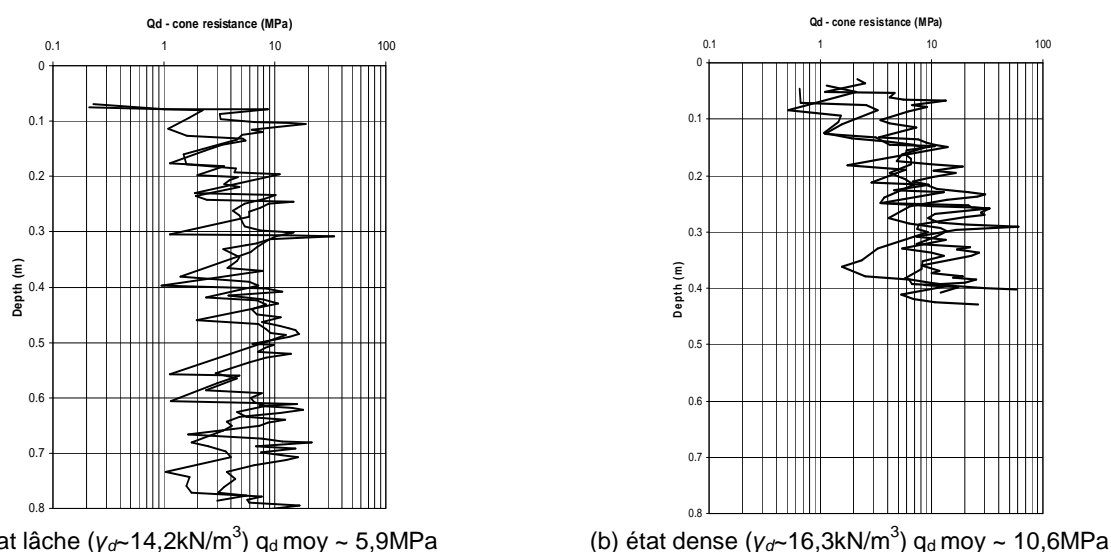


Figure 4-20 – Exemple de résultats de pénétrogrammes au sein du ballast pour deux états de densité différents.

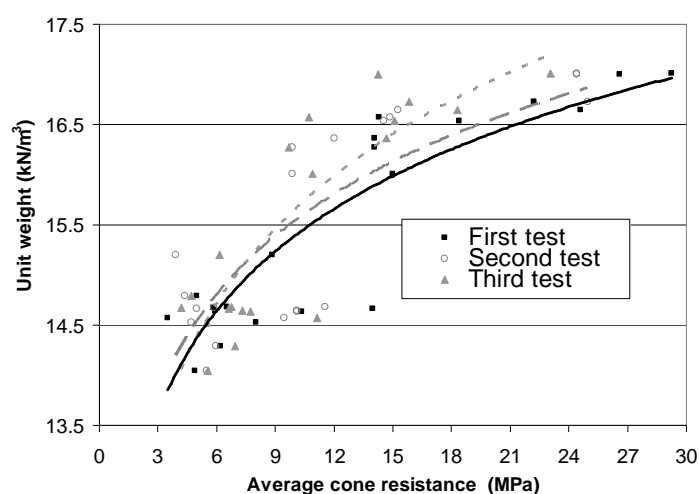


Figure 4-21 – Evolution de la résistance de pointe en fonction de l'état de densité des éprouvettes de ballast. (cf. Breul et al. 2009).

Au total 21 éprouvettes ont été réalisées. La densité des éprouvettes varie entre  $14\text{kN/m}^3$  et  $17\text{kN/m}^3$ . Pour chaque éprouvette, 3 essais de pénétration ont été réalisés. La figure 4-20 illustre un exemple de signaux pénétrométriques obtenus pour une éprouvette en état lâche ( $\gamma_d \sim 14,2\text{kN/m}^3$ ) et pour une éprouvette en état dense ( $\gamma_d \sim 16,3\text{kN/m}^3$ ).

Les signaux obtenus lors de ces essais sont variables mais structurés. On constate ainsi une bonne répétabilité pour des densités équivalentes. De plus, la résistance de pointe  $qd$  moyenne est bien corrélée à l'état de serrage du matériau. En effet, la valeur de  $qd$  obtenue sur les deux éprouvettes présentées varie de  $5,9\text{MPa}$  pour l'état lâche à  $10,6\text{MPa}$  pour l'état dense. La figure 4-21 présente trois courbes de tendance en fonction des séries d'essais réalisés. L'allure générale des courbes de tendance obtenues est analogue à celles observées expérimentalement par **Chaigneau (2001)** pour le cas des matériaux granulaires. Ces résultats mettent en évidence l'influence de l'état de serrage du milieu sur la résistance de pointe  $qd$  mesurée au Panda. De manière générale, les résultats issus du premier test sont en général plus grands que ceux obtenus dans les deux autres tests. Cela est notamment remarquable pour les états de densité élevés. En outre, on peut noter une importante variabilité des résultats obtenus pour les états de faible densité. Cela est dû au rapport entre la taille du cône et celle des grains de ballast, ainsi qu'au caractère discontinu et hétérogène des éprouvettes fabriquées. Compte-tenu de ces remarques, les résultats obtenus lors de la troisième série d'essais n'ont pas été pris en considération. À partir des résultats issus des deux premiers tests on peut proposer une relation entre  $qd$  et  $\gamma_d$ . Cette relation est du type logarithmique et elle est décrite par l'équation suivante (**Breul et al. 2009**) :

$$\gamma_d = 1,49 \ln(qd) + 12,00 \quad \text{équation 4-2}$$

Où  $\gamma_d$  est le poids volumique sec et  $qd$  est la résistance de pointe moyenne calculée au delà de la profondeur critique observée dans les expériences ( $z_c \sim 150\text{mm}$ ). Il semble donc possible de corréler la résistance de pointe et la densité du ballast. Cette relation permettra ainsi d'évaluer la densité des plateformes ballastées sur site. Toutefois, en considération de problèmes comme la discontinuité du milieu, la taille des grains et la grande variabilité à l'intérieur des échantillons, un nombre suffisamment significatif d'essais d'étalonnage sera nécessaire pour l'obtention d'une corrélation robuste. C'est pourquoi, nous pensons que la simulation numérique à l'aide de la MED permettra de multiplier les essais et donc d'affiner cette relation.

### III.4.2. Modélisation et simulation numérique

Le modèle numérique développé reprend les dimensions de la chambre d'étalonnage dans laquelle les essais expérimentaux sont réalisés. Le ballast est modélisé par l'intermédiaire de particules sphériques choisies aléatoirement à partir de la distribution granulométrique déterminée expérimentalement (cf. Figure 4-22). La loi de contact entre les grains est du type élastique linéaire frottant, avec un coefficient de frottement interparticulaire  $\mu$  égale à 0,85. Les conditions aux limites sont notamment définies par les dimensions et les caractéristiques de la chambre. Celle-ci est modélisée par une paroi cylindrique infiniment rigide dépourvue de frottement permettant de s'affranchir des efforts créés par l'effet des frottements grains/paroi. Les dimensions de la chambre sont résumés dans la figure 4-23.

Les conditions initiales du modèle sont définies par le mode de création et la mise en place dans la chambre de l'échantillon de particules composant le ballast. De cette façon, l'échantillon est réalisé en utilisant la méthode d'expansion des rayons, tout comme pour le modèle bidimensionnel, en respectant la porosité initiale  $n$  prédéfinie lors de la création. Ainsi, nous avons créé quelques échantillons dont le poids volumique sec  $\gamma_d$  varie entre  $14,50\text{kN/m}^3$  et  $16,5\text{kN/m}^3$  (indices de vides  $e$  compris entre 0,72 et 0,54), correspondant à un nombre de particules compris entre 1800 et 2200.

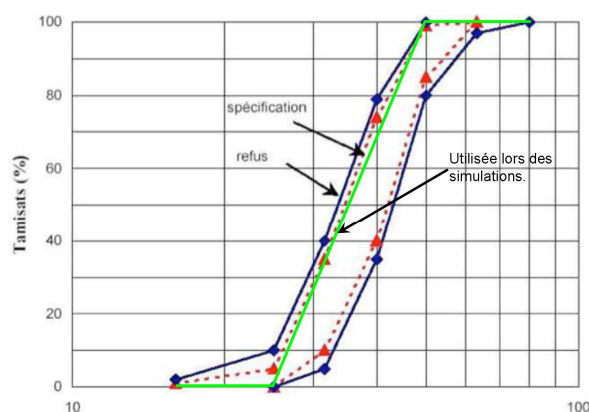


Figure 4-22 – Fuseau granulométrique utilisé par la SNCF et granulométrie des échantillons numériques.

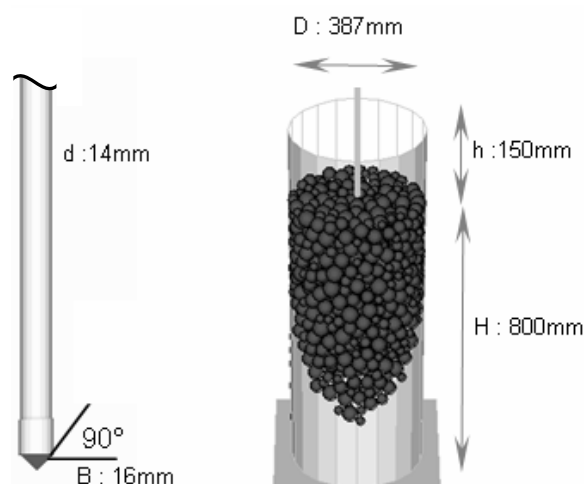


Figure 4-23 – Schéma du modèle numérique PFC3D. Caractéristiques géométriques - conditions aux limites.

Une fois l'échantillon prêt, le pénétromètre est placé sur la surface de l'échantillon, au centre, de telle sorte qu'il ne soit pas en contact mais qu'il soit contigu du grain le plus proche, tout comme pour le modèle bidimensionnel. Le pénétromètre est modélisé par une tige cylindrique infiniment rigide de 14mm de diamètre et 1000mm de longueur, munie d'un cône modélisé par un fût cylindrique de 16mm de diamètre et 16mm de hauteur se terminant par un cône de 16mm de hauteur et d'angle au sommet égal à  $90^\circ$  (cf. Figure 4-23). A la différence des parois modélisant la chambre d'étalonnage, celles modélisant les tiges et le cône sont frottantes ; leur coefficient de frottement (qui va définir l'interaction entre le pénétromètre et les grains) est égal à 0,30. L'enfoncement du pénétromètre dans le massif granulaire, est réalisé à vitesse constante et en deux phases : une phase d'accélération initiale (pour s'affranchir des efforts dus aux forces inertielles qu'on peut entraîner au début de l'enfoncement) et une phase d'enfoncement à vitesse constante ( $v_p \sim 100\text{mm/s}$ ). Un coefficient d'amortissement égal à 5% de l'amortissement critique a été utilisé.

### III.4.3. Résultats

Lors de l'enfoncement du pénétromètre, on enregistre tous les 0,2mm d'avancement du cône la force opposée par l'ensemble des grains sur la pointe ainsi que le frottement latéral le long de tiges. Les résultats sont ensuite présentés sous forme de pénétrogramme où on trace la résistance de pointe  $qd$  en fonction de la profondeur du sondage  $z$  (cf. figure 4-25). Le processus d'enfoncement est également enregistré, permettant ainsi de suivre l'évolution des champs d'efforts de contact ainsi que les champs de vitesse et de déplacement à l'intérieur du milieu durant l'enfoncement du pénétromètre. Cependant, le caractère tridimensionnel des images prises et la grande taille des particules, compliquent l'analyse du champ de déplacement permettant de décrire, ou d'identifier, des processus de rupture dans le massif au cours de l'enfoncement. Ainsi, les images des champs de déplacement et leur analyse ne seront pas exposées dans ce qui suit. La figure 4-24 illustre, pour différentes profondeurs de sondage, les chaînes d'efforts de contact tridimensionnelles créées à l'intérieur de l'éprouvette.



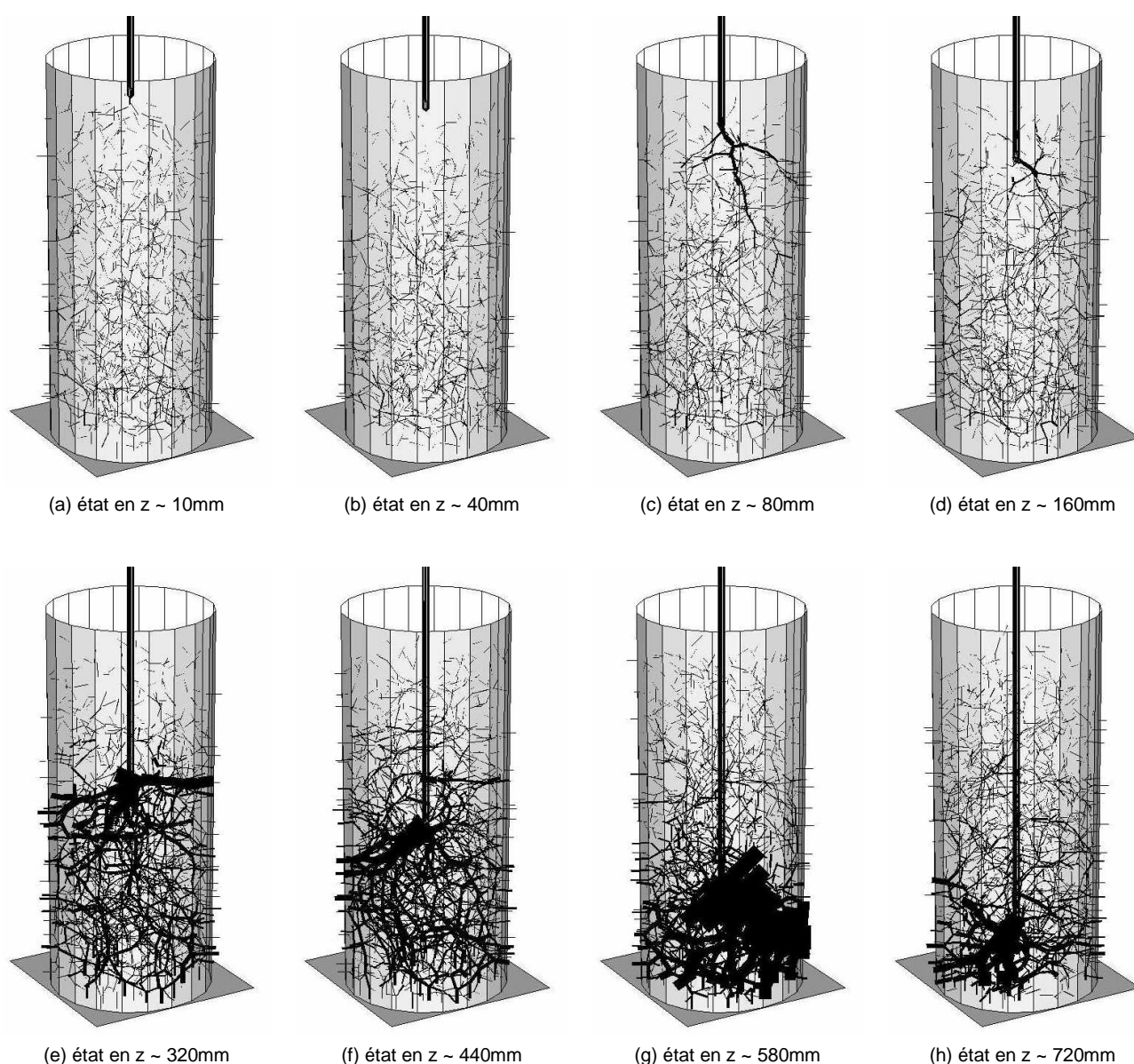


Figure 4-24 - Champ d'efforts de contact durant l'enfoncement du pénétromètre dans le milieu (ballast) : échantillon dense. Les figures montrent les chaînes des efforts de contact à l'intérieur du milieu au cours de l'enfoncement du pénétromètre. L'épaisseur des traits est proportionnel à la force maximale de contact calculée à l'intérieur de l'éprouvette lors du passage du pénétromètre.

A partir des images exposées il ressort que la répartition des forces de contact est conforme à celle attendue et que l'on constate une diffusion principalement verticale de ces efforts, notamment pour l'état initial (avant enfoncement) ; en effet, la seule force agissant à ce stade est la pesanteur. Toutefois, l'analyse de la répartition de ces efforts met aussi en évidence un effet de paroi qui crée un confinement de l'échantillon. En outre, lors du processus d'enfoncement on peut constater l'augmentation importante des efforts créés autour de la pointe principalement à cause du blocage des particules du ballast (cf. figure 4-24.e.f et g). Dans d'autres situations, les efforts autour de la pointe sont moins significatifs et font penser que c'est dû à l'enfoncement dans le vide qui reste entre les particules, cela à cause de la taille des grains employés.

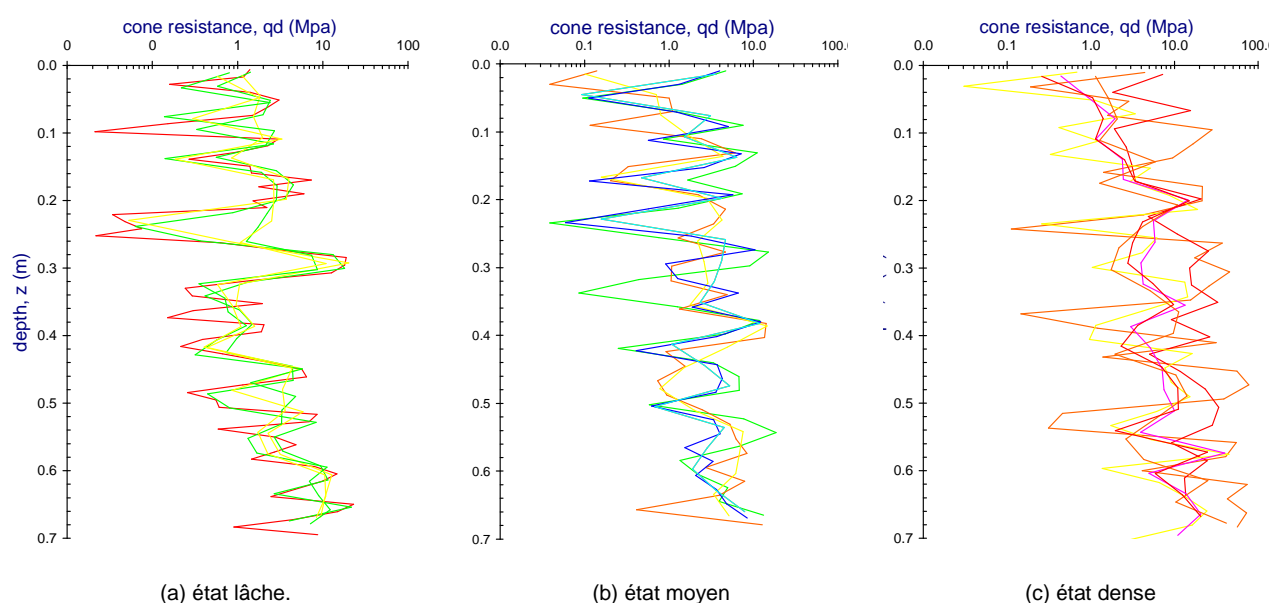


Figure 4-25 – Pénétrogrammes numériques.

Les pénétrogrammes des essais modélisés mettent en évidence les mêmes phénomènes que ceux obtenus lors d'un essai de pénétration dans un milieu granulaire (c.à.d. l'existence d'une profondeur critique et la pseudo stabilisation du signal au delà de cette profondeur) (cf. figure 4-25). De plus la forme des pénétrogrammes obtenus numériquement reproduit bien la réalité physique de ce type d'essais dans un matériau grossier tel que le ballast. En effet, les signaux pénétrométriques montrent la grande variation des valeurs (écart type important) mais ils sont bien structurés et en même temps reproductibles. La figure 4-26 fournit l'évolution de la résistance à la pénétration  $qd$  moyenne obtenue par le modèle numérique 3D en fonction de la densité en place de l'échantillon. Les résultats sont également confrontés à ceux issus de la première série d'essais expérimentaux exposés précédemment dans la figure 4-21.

Il apparaît que cette courbe semble bien suivre une loi logarithmique typique de ce type de corrélation (*Chaigneau, 2001*), tout comme celles obtenues lors des simulations bidimensionnelles et que les courbes de tendance suivent une allure presque identique. De plus, la comparaison de ces résultats montre que l'ordre de grandeur des résultats obtenus est similaire. Toutefois, les valeurs de résistance à la pénétration trouvées par le modèle sont légèrement inférieures aux valeurs obtenues lors des essais expérimentaux. Ces différences peuvent s'expliquer notamment par le choix des hypothèses du modèle concernant notamment les conditions aux limites (le frottement parois/grains était nul), le frottement interparticulaire et la sphéricité des grains.

### III.5. Bilan

Dans cette section nous nous sommes proposé d'apporter une contribution à l'étude et à la modélisation de l'enfoncement pénétrométrique dans un milieu granulaire purement frottant. L'objectif principal de ce travail était ainsi de retrouver par une approche numérique la relation entre l'état de densité initial de ce type de matériaux et la résistance à la pénétration  $qd$ . Pour ce faire, nous nous sommes intéressé particulièrement à l'utilisation du code PFC 2D et 3D permettant la modélisation numérique de milieux granulaires à l'aide de la méthode aux éléments discrets (MED).

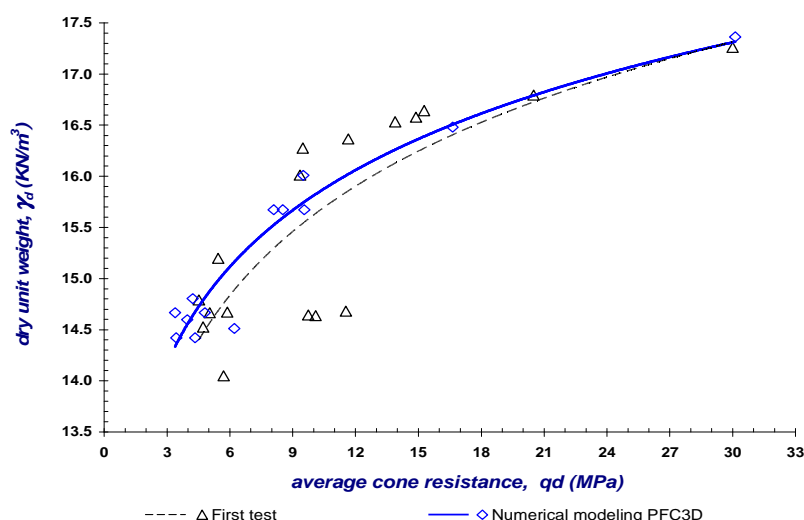


Figure 4-26 – Confrontation des courbes de calibrations obtenues numériquement et expérimentalement.

Dans un premier temps nous avons présenté une synthèse bibliographique succincte sur le sujet. Il en ressort qu'à l'heure actuelle très peu de modèles discrets sont disponibles dans la littérature et ceux qui ont été réalisés sont pour la plupart des modèles bidimensionnels. De plus, l'influence de l'état de serrage du milieu sur la résistance de pointe n'a été abordée que dans peu de cas.

Nous présentons ainsi un modèle bidimensionnel de l'essai de pénétration PANDA réalisé en chambre d'étalonnage. Il nous a semblé indispensable, avant de débiter des modélisations sur l'enfoncement, d'analyser l'influence des différents paramètres liés à une telle modélisation (caractérisation des échantillons numériques créés, taille de la chambre, frottement cône/grains, vitesse d'enfoncement,...). Il se dégage que le diamètre actuel de la chambre d'étalonnage a une influence négligeable sur les résultats obtenus. Toutefois, nous avons pu remarquer que la vitesse d'enfoncement joue un rôle important sur la réponse des modèles, aussi bien que le frottement entre le cône et les grains, ce dernier conditionnant beaucoup le mécanisme d'enfoncement et la déformation des grains autour de la pointe.

Dans un deuxième temps nous avons présenté une modélisation tridimensionnelle de l'enfoncement pénétrométrique dans un milieu granulaire grossier, cela pour tenter de s'affranchir des contraintes liées au caractère bidimensionnel de la simulation dans PFC2D et donc pour modéliser d'une façon plus réaliste le phénomène. Dans ce but, le modèle numérique a été élaboré à l'aide du code PFC3D. En outre, une étude expérimentale sur du ballast ferroviaire a été réalisée au sein d'une chambre d'étalonnage.

De manière générale, les résultats obtenus montrent une bonne représentation des phénomènes physiques se déroulant durant l'essai par le modèle, mais les valeurs de résistance à l'enfoncement  $q_d$  sont légèrement sous estimées par rapport aux valeurs expérimentales. En outre, quant à l'influence de l'état de serrage du milieu, il se dégage qu'il existe une relation du type logarithmique entre la porosité initiale du milieu (densité) et la résistance de pointe observés dans les modèles (2D et 3D). Toutefois, on pense que des améliorations doivent être effectuées sur les modèles. Ainsi, une étude paramétrique plus poussée serait nécessaire afin de valider complètement le modèle. De même, pour être complètement représentatif de la réalité physique, le modèle numérique devra intégrer l'aspect dynamique du battage du pénétromètre Panda.

## IV. CONCLUSIONS

Bien que les pénétromètres soient des outils largement utilisés pour réaliser des campagnes de reconnaissance géotechnique in-situ (Lunne et al, 1997), à l'heure actuelle le mécanisme de pénétration du cône dans un sol granulaire représente un problème difficile à modéliser (Foray et al. 1995). En effet, parmi toutes les approches qui ont tenté d'analyser et de donner une réponse satisfaisante au problème (théorie de la capacité portante, expansion de cavité, modèles aux éléments finis, ...) aucune n'a reçu une acceptation générale. Compte-tenu de ces remarques et des caractéristiques du phénomène (grandes déformations, sollicitations dynamiques, création de lignes de glissement, ...) nous pensons que la modélisation à l'aide de la MED peut apporter des éléments importants pour l'amélioration des connaissances d'un tel problème.

Cette partie a été ainsi consacrée à la construction d'un modèle discret d'enfoncement pénétrométrique dans un milieu granulaire purement frottant compacté à différents degrés dans une chambre d'étalonnage. Le but était d'étudier plus particulièrement la relation entre la densité initiale du milieu et la résistance développée en pointe au cours de l'enfoncement. Pour ce faire nous avons retenu le code PFC (Particle Flow Code) 2D et 3D. Après avoir présenté rapidement la MED et exposé une synthèse bibliographique des expériences similaires réalisées par d'autres auteurs, nous nous sommes proposée dans un premier temps de construire un modèle bidimensionnel de l'enfoncement dans PFC2D.

Nous avons d'abord analysé l'influence de quelques paramètres du modèle (conditions aux limites, vitesse d'enfoncement, frottement du cône,...) et ensuite simulé une série d'essais en chambre d'étalonnage. Deux échantillons présentant une distribution granulométrique différente ont été utilisés et un total de neuf éprouvettes ont été testées. C'est pour simuler d'une manière plus réaliste les conditions de l'essai que nous nous sommes proposé dans un deuxième temps de réaliser un modèle tridimensionnel de l'enfoncement pénétrométrique à l'aide du code PFC3D. Par économie de temps de calcul, ce modèle a été conçu pour l'étude de l'enfoncement dans un matériau granulaire grossier tel le ballast ferroviaire. Les résultats obtenus ici montrent que la résistance de pointe et la densité du milieu sont bien corrélées par une loi de type logarithmique. Nous avons également pu observer la création des lignes de glissement à l'intérieur du milieu, les modèles reproduisant bien les discontinuités du phénomène. Enfin, pour se rapprocher au mieux de la réalité physique mise en jeu dans le phénomène d'enfoncement pénétrométrique, différentes améliorations devront être effectuées. Une étude plus poussée sur la modélisation du battage dynamique PANDA doit être envisagée.

Bien que nous n'ayons pas exploité toutes les possibilités offertes par la méthode, plus particulièrement par le code PFC, l'approche numérique par modélisation à l'aide des éléments discrets du comportement des matériaux granulaires s'avère être un outil très puissant. Nous avons vu en effet qu'il est possible de simuler facilement des essais classiques de laboratoire (type biaxial, cisaillement, ..) mais aussi in-situ, tel le pénétromètre.



## CONCLUSION GENERALE

---



## CONCLUSION GENERALE

Parmi les essais géotechniques in-situ les plus couramment utilisés à travers le monde, les pénétromètres dynamiques représentent une part prépondérante. Toutefois, ils ne permettent d'obtenir que quelques informations sur le sol, plus particulièrement la résistance de pointe.

Par ailleurs, la réduction importante en taille et en coût des capteurs et de l'instrumentation associée permet à l'heure actuelle de mesurer des phénomènes physiques ayant lieu dans des conditions de travail singulières, inconcevables il y a quelques années. De même, les développements récents de l'électronique et de l'informatique permettent de traiter et de stocker ces mesures avec beaucoup plus de finesse et en grande quantité.

C'est dans cet esprit qu'a été développé le présent travail à partir de l'essai de pénétration Panda 1 (*Gourvès, 1991*). A la lumière d'une vingtaine d'années d'expériences et de recherches sur ce pénétromètre il nous a semblé nécessaire de procéder à une refonte approfondie de l'appareil avec un double objectif : intégrer les avancées technologiques et renouveler l'intérêt porté sur la technique de pénétration dynamique.

L'objectif de ce travail étant ainsi de concevoir et de développer de manière simple et économique un pénétromètre dynamique permettant d'une part d'obtenir la résistance de pointe  $q_d$  et d'autre part de déterminer des paramètres supplémentaires gouvernant le comportement en déformation du sol mis en jeu pendant l'enfoncement du cône. Pour ce faire nous avons retenu une méthodologie de travail pluridisciplinaire (mixte) : analytique, expérimentale et numérique.

Dans un premier temps nous avons exposé un bref aperçu sur les techniques de reconnaissance géotechnique, plus particulièrement sur l'essai pénétrométrique. Parmi les différents types de ce dernier, nous nous sommes intéressés aux pénétromètres dynamiques, tel le Panda 1. Il se dégage que la plupart de ces appareils n'ont pas assez évolué et que leurs techniques demeurent un peu anciennes et rustiques et souvent lourdes et encombrantes. En outre, la valeur la plus significative, la résistance de pointe, n'est pas suffisante pour accéder à la plupart des valeurs utiles en mécanique de sols et le mécanisme de pénétration dans le sol reste encore loin d'être expliqué de manière satisfaisante. Toutefois, ce sont des outils très intéressants, dont le grand intérêt est la capacité à enregistrer pratiquement en continu la résistance du sol. Leur utilisation universelle et de longue date a conduit à l'élaboration de banques de données permettant de multiplier l'information par le biais des corrélations. Néanmoins, l'accent doit être mis sur la reproductibilité et la fiabilité des résultats ainsi que sur les performances des appareils.

Dans un deuxième temps nous avons présenté le Panda 2, seul pénétromètre dynamique équipé de jauges de déformations permettant de mesurer l'énergie transmise à l'ensemble pour chaque coup de marteau. Par rapport à son prédécesseur, le premier atout de l'appareil réside dans le marteau, dont les embouts en plastique et un système anti-rebond ont permis d'améliorer le transfert d'énergie au moment de l'impact et de réduire ainsi le poids du marteau. En outre, la tête de battage (enclume) a été entièrement reformulée. Nous avons conçu une pièce en acier massif, monolithique et de géométrie variable équipée d'un corps d'épreuve où les jauges sont installées. L'informatique et l'électronique de l'appareil ont beaucoup gagné en performance, plus particulièrement au niveau du traitement, du stockage et de l'affichage des mesures. Par ailleurs, bien qu'on mesure l'énergie vraiment transmise à l'appareil durant un impact, il a été nécessaire de revenir à l'énergie de battage. A cause des normes en vigueur, l'exploitation de ce type d'appareil exige l'utilisation de la formule des Hollandais. Dans ce but nous avons réalisé diverses études d'étalonnage. Celles-ci nous ont permis de mettre en place une



procédure informatique d'analyse de l'onde permettant de revenir à l'énergie du marteau au moment de l'impact. Une quarantaine de sites de la région d'Auvergne ont été testés, avec le but de vérifier la répétabilité et la fiabilité des mesures. Il se dégage que la bonne exploitation des informations prélevées à l'aide du Panda 2 fait de ce pénétromètre un appareil riche en informations avec un degré de qualité élevé par rapport à d'autres pénétromètres dynamiques. A l'heure actuelle environ 500 appareils ont été déjà distribués à travers le monde.

Bien que le Panda 2 ait été conçu pour fournir des paramètres de résistance du sol tel que  $qd$ , il nous a semblé intéressant d'explorer dans quelle mesure, à partir d'un tel appareil et de telles mesures, nous pourrions obtenir des renseignements in-situ sur le phénomène d'enfoncement de la pointe et des paramètres gouvernant la réponse du sol mis en jeu. Cela a été le sujet de la troisième partie de ce travail.

En effet, durant nos travaux, nous avons appris que nos mesures étaient le résultat de la superposition de deux ondes élémentaires, une onde descendante  $\varepsilon_f(\xi)$  (créée par l'impact du marteau) et une onde remontante  $\varepsilon_g(\eta)$  (réfléchi à partir de l'interface pointe/sol), se déplaçant en sens contraire. Au début, nous nous sommes affranchi de l'onde  $\varepsilon_g(\eta)$ , car elle perturbait nos mesures. Cependant, nous avons rapidement compris qu'elle apportait beaucoup d'information sur ce qui se passe à l'interface pointe/sol. Nous avons montré que sous quelques hypothèses simplificatrices, la connaissance de ces deux ondes permettait de décrire entièrement le phénomène dynamique en tout point  $x$  le long de tiges, particulièrement dans la pointe. Cela a permis de construire la courbe charge dynamique-enfoncement en pointe.

La question a été ainsi de réaliser le découplage de ces ondes. Dans ce but nous avons présenté une synthèse bibliographique sur les méthodes généralement utilisées dans le domaine de la mécanique de matériaux. Nous avons retenu deux méthodes, celle utilisant deux points de mesure de déformation ( $M2J$ ) et celle avec un point de mesure de déformation et un d'accélération ( $MJA$ ), permettant de séparer les ondes  $\varepsilon_f(\xi)$  et  $\varepsilon_g(\eta)$  par le biais de techniques robustes et à faible coût de mise en place.

Par la suite, nous avons construit un prototype de mesure composé d'une tige équipée de différents capteurs (deux jauges de déformation et un accéléromètre) permettant de découpler les ondes et plus particulièrement de calculer la courbe charge enfoncement dynamique en pointe pour chaque coup donné. Par convention nous avons nommé cette maquette d'essai : le Panda 3. Une série d'expériences d'étalonnage et de validation des méthodes ont été réalisées. De manière générale, il se dégage que la  $M2J$  est influencée par le bruit des signaux et des dispersions de l'onde et par conséquent les travaux ont été poursuivis à l'aide de la  $MJA$ .

Nous avons vérifié la répétabilité des courbes obtenues par le biais de différentes expériences, plus particulièrement avec des essais réalisés en chambre d'étalonnage ainsi que dans un massif de sol artificiel. Il ressort que la courbe obtenue est reproductible et de qualité, mais que son exploitation n'est pas simple. Pour ce faire, nous avons proposé une méthodologie d'exploitation analytique basée sur un modèle d'interaction pointe/sol du type élastoplastique parfait avec une composante dynamique linéaire. Celle-ci est une fonction de la vitesse d'enfoncement. En outre, nous avons introduit le concept de polaire de choc proposé par Aussedat et Meunier permettant de calculer la célérité de propagation d'onde dans les sols à partir de pics des ondes  $\varepsilon_f(\xi)$  et  $\varepsilon_g(\eta)$ . De manière générale, pour chaque coup de marteau, on obtient la résistance statique, la résistance dynamique, un coefficient d'amortissement, la célérité de l'onde et le module pénétrométrique en décharge. Des essais de faisabilité ont été réalisés in situ nous permettant de vérifier la répétabilité et la validité des résultats obtenus.

Enfin, nous nous sommes intéressé à la modélisation de l'enfoncement pénétrométrique dans des milieux granulaires purement frottants par l'intermédiaire d'une approche basée sur la méthode des éléments distincts ou discrets (MED). L'objectif principal de ces travaux était de retrouver la relation entre la densité initiale du milieu et la résistance à la pénétration. Pour ce faire, les modèles ont été construits à l'aide du code PFC. Le principe général de ces modèles a été de simuler l'enfoncement dans une chambre d'étalonnage pour différents matériaux. Dans un premier temps nous avons réalisé un modèle bidimensionnel. Celui-ci nous a permis d'analyser les effets de certains paramètres (vitesse d'enfoncement, conditions aux limites, ...) ainsi que de réaliser des observations intéressantes concernant le mode de rupture du milieu. Dans un deuxième temps nous nous sommes proposé de construire un modèle tridimensionnel nous permettant de simuler d'une manière plus réaliste les conditions de l'essai. Par économie de temps de calcul, l'étude a été menée sur un matériau grossier, tel le ballast. Les résultats obtenus ont été confrontés à des résultats expérimentaux. De manière générale, il se dégage de ces études que la résistance de pointe et la densité du milieu sont corrélées par une loi du type logarithmique.

L'ensemble de ces études a montré qu'il est possible, à partir de l'intégration des avancées technologiques, d'améliorer et de renouveler considérablement la technique d'auscultation des sols à l'aide des pénétromètres dynamiques. L'analyse des mesures dynamiques effectuées lors d'un choc permet ainsi de déterminer des paramètres mécaniques du sol complémentaires à la valeur de la résistance de pointe. Cette approche se révèle très intéressante et prometteuse. Par ailleurs, les modélisations de l'enfoncement, aussi bien que du battage, à l'aide de la MED s'avèrent être très adaptées à l'étude du mécanisme de pénétration dans des milieux granulaires purement frottants.

Différentes pistes de développement ont vu la lumière à partir de ces travaux.

- Il reste à affiner les résultats obtenus et donc les travaux doivent se poursuivre. La réalisation des essais sur différents types de sol (sables, limons, argiles, ...) devraient permettre de classer certains paramètres, plus particulièrement le coefficient d'amortissement, en fonction du type de sol. L'approche préconisée dans un premier temps devrait être celle de la confection d'éprouvettes en chambre d'étalonnage (au laboratoire) où les conditions d'essai restent bien maîtrisées. Des essais sur le terrain sont également à envisager, dans le but de valider les résultats obtenus par l'intermédiaire d'essais comparatifs (essai de chargement statique au pénétromètre, essai pressiométrique cyclique, ...),
- une analyse plus approfondie des signaux et des courbes obtenus devrait permettre dans le futur d'extraire beaucoup plus d'informations sur le comportement du sol. En effet, dans ces travaux nous nous sommes limités à l'analyse dans le domaine temporel. Nous pensons cependant qu'une analyse dans le domaine fréquentiel permettrait d'associer les vibrations de la pointe à quelques paramètres du sol (amortissement, nature, granulométrie,...),
- un autre sujet à traiter est celui du frottement latéral. Bien que dans nos travaux nous nous soyons affranchi de ce problème par le biais du tubage, dans la pratique il sera presque toujours présent. Dans ce cas, l'analyse des signaux doit être effectuée par le biais des méthodes numériques basées sur des algorithmes d'ajustement de signaux (type Capwap, Simbat, ...) où le pénétromètre, ainsi que l'interaction avec le sol, est discrétisé. Une telle analyse devrait

permettre de localiser les efforts le long des tiges ainsi que de séparer la résistance au frottement latéral et la résistance de pointe,

- la mise en œuvre de matériels un peu plus sophistiqués (capteurs, conditionneurs des signaux, cartes d'acquisition, ....) devraient permettre de réduire la taille des éléments qui composent le dispositif de mesure actuel. Cela devrait permettre d'enregistrer des signaux avec beaucoup plus de finesse et l'évolution de l'informatique devrait également faciliter le traitement et l'analyse de ces signaux. Des travaux sont en cours, dont l'objectif principal est de monter un dispositif de mesure portable facilitant le déplacement sur des terrains d'accès difficile.
- Il est possible d'imaginer l'application de ces techniques de mesure au cas des pénétromètres plus lourds (type DPSH). L'application de ces techniques devrait permettre d'étalonner énergétiquement ces appareils (tel qu'il est recommandé à l'heure actuelle) et d'apporter des renseignements complémentaires à la valeur de la résistance de pointe. On peut également imaginer d'extraire les paramètres nécessaires pour déterminer les paramètres nécessaires pour le calcul de la capacité portante de pieux (ou des micropieux) par l'intermédiaire des méthodes type Capwap basées sur le modèle de Smith. La technique est également extensible pour le contrôle des micropieux.
- En ce qui concerne la modélisation numérique, des améliorations peuvent être apportées aux modèles. Des études paramétriques devraient permettre de valider complètement les modèles. En outre, pour être complètement représentatif de la réalité physique, le modèle numérique devrait intégrer l'aspect dynamique du battage du pénétromètre Panda. De même, il est possible d'envisager une modélisation tridimensionnelle plus fine et réaliste en utilisant un nombre plus élevé de particules, ce qui ne devrait pas poser des problèmes compte-tenu de l'évolution croissante des ordinateurs et plus particulièrement de leurs processeurs.

Enfin, le travail présenté ici a été développé autour de l'essai pénétrométrique ; on pense que la mise au point de la méthode proposée, le couplage des résultats obtenus à ceux obtenus avec d'autres techniques, telle que la géoendoscopie, la réalisation des essais en laboratoire en utilisant la Banque physique des sol et la base de données BDD développée au sein du laboratoire de génie civil au CUST et les résultats obtenus par des modélisation numériques semblent très prometteurs pour apporter des avancées sur le phénomène de l'enfoncement dynamique et le comportement du sol en dessous et autour de la pointe.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---



## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abu-Farsakh (1997) Abu-Farsakh M. Y. Coupled field equations for saturated soils and its application to piezocone penetration and shield tunneling. Dissertation, Dept. of Civil and Engineering, Louisiana State University, LA, 200 p. (1997)
- Abu-Farsakh et al. (1998) Abu-Farsakh, G.Z. Voyiadjis et M. T. Tumay, Numerical analysis of the miniature piezocone penetration tests (pcpt) in cohesive soils, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 22, pp. 791-818 (1998)
- Aggour et al. (2001) M.Sherif Aggour et W. Rose Radding, Standard Penetration Test (SPT) Correction, SHA Maryland Department of Transportation, Final report, (2001).
- Ahmadi et Robertson (2002) Ahmadi et Robertson. Calibration chamber size and boundary effects for CPT qc measurements. 2nd Int.l Conf. on site Characterisation, ISC, 02, Portugal (2002).
- Ahmadi et Robertson (2004) Ahmadi et Robertson. A numerical study of chamber size and boundary effects on CPT tip resistance (qc) in sand », accepted for publication in the Canadian geotechnical journal (2004).
- Amar et al. (1983) Amar, S., Baguelin, F., Jézéquel, J.F., Le pressio-pénétrömètre pour la reconnaissance des sols à terre et en mer. *Bulletin de Liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées*, n°126, pp. 21-24 (1983).
- Arbaoui (2003) Arbaoui, H. Mesure de la déformabilité des sols en place avec un Pénétrömètre. Thèse de l'Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand (2003).
- Asch (1991) Asch, G. Les capteurs en instrumentation industrielle. Ed. Dunod, 4eme ed (1991).
- Aussedat (1970) Georges Aussedat, Sollicitations rapides des sols, Thèse doctorale, Faculté de sciences de l'Université de Grenoble, (1970)
- Azéma (2007) E. Azéma, Étude numérique des matériaux granulaires à grains polyédriques : rhéologie quasi-statique, dynamique vibratoire, application au procédé de bourrage du ballast. Thèse Doctorale, Université Montpellier 2 – Sciences et techniques du Languedoc (2007).
- Bacconnet et Breul (2006) C. Bacconnet et P. Breul, Banque de données de matériaux, Rapport d'étude 2006-MS-PB4, Contrat de Recherche LGC/Sol Solution, document interne, (2006).
- Bacon (1993) Bacon, C. Numerical prediction of the propagation of elastic waves in longitudinally impacted rods : applications to hopkinson testing. *Int. Journal of impact engineering*, vol. 13, no4, pp. 527-539 (1993).
- Baldi et al. (1989) Baldi, G., Belloti R., Ghionna V.N. Jamiolkowski M. Lo Presti D.F.C., Modulus of sands from CPTs and DMTs. *Proc. 12th Int. Conf. On Soil Mechanics and foundations engineering*, Rio de Janeiro, Vol 1. pp. 165-170 (1989).
- Barjot (1991) Barjot, R. Développement industriel et commercial du PANDA. Mémoire d'ingénieur CUST. Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand (1991).
- Barré de Saint-Venant (1867) Barré de Saint Venant. Mémoire sur le choc longitudinal de deux barres élastiques de grosseurs et de matières semblables ou différentes, et sur la proportion de leur force vive qui est perdue pour la translation ultérieure ; et généralement sur le mouvement longitudinal d'un système de deux ou plusieurs prismes élastiques. Lu à l'Académie des Sciences le 24 décembre (1866).

- Barrere (1984) Barrere. Conception et réalisation d'un pénétromètre dynamique léger. Mémoire d'ingénieur C/U/S/T, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand (1984).
- Bencherab (1993) Bencherab. Pénétromètres dynamiques : Outils du contrôle à posteriori. Mémoire d'ingénieur CUST, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand (1993).
- Benz (2005) Benz Navarrete, M.A. Analyses mécanique, analytique et expérimentale des ondes: Amélioration du PANDA II. Mémoire d'ingénieur C/U/S/T, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand (2005).
- Biarez (1992) Biarez, Jean. Essais en centrifugeuse et mesures in-situ pour la modélisation. Atelier franco américain sur les avancées récentes en géomécaniques. Geotechnique et ingénierie de l'environnement, CNRS-NSF, Rueil-Malmaison, pp87-92 (1992).
- Bishop et al. (1945) Bishop, R.F., R. Hill et N.F. Mott, The theory of indentation hardness test, Proc. Phys. Soc. 57, pp 147-159, (1945).
- Boissier et al. (1999) Boissier, D., Bacconnet, C., Morales, C. Modélisation de la variabilité spatiale des tranchées d'assainissement- application au collecteur de La Pardieu, Journées scientifiques Sol Urbains, GIS Sols Urbains, Université de Bordeaux I, (1999).
- Borie (1997) Borie. Contrôle de compactage des barrages en terre. Mémoire d'ingénieur CUST, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand (1997).
- Bossard (1983) Bossard, A, Corte, J-F. Le programme de calcul BATLAB pour l'analyse du battage des pieux. Bulletin de liaison des LPC, n°128, pp. 35-46 (1983)
- Breul (1995) Breul, P. Caractérisation des matériaux de remblai à l'aide de l'endoscopie et de la pénétration dynamique. Mémoire d'ingénieur CUST, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand (1995)
- Breul (1999) Breul, P. Caractérisation endoscopique des milieux granulaires couplée a l'essai de pénétration. Thèse de l'Université Blaise Pascal-Clermont Ferrand. Octobre (1999).
- Breul et al. (2004) Breul, P., Gourvès, R., Haddani, Y. Diagnostic des ouvrages urbains en interaction avec le sol par couplage de techniques rapides complémentaires, XXIIèmes Rencontres Universitaires de Génie Civil (2004).
- Breul et al. (2009) Breul, P. ; Benz,M.; Gourvès, R. et Saussine, G. Penetration test modeling in a coarse granular medium. International conference on micromechanics of granular media, Powder and Grain, AIP Conf. Proc., vol 1145, pp. 173-176 (2009).
- Bussac et al. (2001) Bussac M.N., Collet P., Gary G., Othman R., An optimisation method for separating and rebuilding onedimensional dispersive waves from multi-point measurements. Application to elastic or viscoelastic bars, J. Mech. Phys. Solids, (2001),
- Bustillo (1990) Bustillo L., Le contrôle de compactage des tranchées d'assainissement à l'aide d'un pénétromètre dynamique léger, Rapport de fin d'étude d'ingénieur CUST, Université Blaise Pascal Clermont-Ferrand (1990).
- Calvetti et Nova (2005) F. Calvetti et R. Nova, Micro-macro relationships from DEM simulated element and in-situ tests. Powder and grain – Garcia-Rojo, Herrmann and McNamara (eds), pp. 245-249 (2005).
- Cambou et al. (1996) Cambou B., Dubujet P., Maleki M., Modélisation adaptée au comportement des sols, Géomatériaux Environnement Ouvrage (GEO) 96, Aussois, France (1996).
- Cam-Meynard et Corté, (1984) Contribution à l'étude des lois d'interaction sol-pieu pour l'analyse des essais de battage de pieux. Rapport de recherche LPC n°133, ( 1984)

- Carlsson et al. (1990) Carlsson J, Sundin K-G, Lundberg B. A method for determination of in-hole dynamic force-penetration data from two-point strain measurement on a percussive drill rod. *Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr*; n°27: pp. 553–8, (1990).
- Casem et al. (2003) Wave separation in viscoelastic pressure bars using single-point measurements of strain and velocity. *Polymer testing* 22, pp 155-164 (2003).
- Cassan (1988) Cassan, M. Les essais in-situ en mécanique de sols. Tome 1 réalisation et interpretation. Ed. Eyrolles, (1988).
- Cauchy (1826) Cauchy, Mémoire sur les chocs des corps élastiques. *Bulletin de la société philomatique*, p. 180-182 ; (1826).
- Cavalcante (2002) Cavalcante, E. H. Investigation Théorique Expérimental sur le SPT. Thèse présenté à l'Université Federal de Rio de Janeiro (2002).
- Chaigneau (1998) Chaigneau L., Protocole de calibration du pénétromètre analogique numérique dynamique assisté par ordinateur : PANDA. Mise au point d'un mode opératoire de laboratoire. Rapport de D.E.A, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand (1998).
- Chaigneau (2000) Chaigneau, L., Gourvès, R., Bacconnet, C., Penetration test coupled with a geotechnical classification for compaction control, *GeoEng2000 An international conférence on geotechnical & geological Engineering*, Melbourne, Australia, 19-24 November (2000).
- Chaigneau (2001) Chaigneau, L. Caractérisation des milieux granulaires de surface à l'aide d'un pénétromètre. Thèse de l'Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand (2001).
- Charbonier (1996) Charbonier. Contrôle qualité des autoroutes thaïlandaises. Essais comparatifs nucleodensimètre–PANDA. Mémoire d'ingénieur CUST, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand (1996).
- Chareyre (2003) B. Chareyre, Modélisation du comportement d'ouvrages composites sol-geosynthétique par éléments discrets - application aux ancrages en tranchées en tête de talus, Thèse Doctorale, Université Grenoble I - Joseph Fourier (2003).
- Charue (2005) Charue N., Loading rate effects on pile load-displacement behaviour derived from back-analysis of two load testing procedures. *Universite catholique de Louvain*, (2004).
- Chen (1991) Chen Changjian, Energy measurements during the standard penetration test, These de master of science- University of Colorado. Dept. of civil engineering, (1991).
- Chiang et Elias, (2000) L. Chiang et D. Elías, Modeling impact in down the hole rock drilling, *Int. J. Rock Mec. Min. Sci*, vol. 37, pp. 599-613, (2000).
- Chiang, (2004) Dynamic force-penetration curves in rock by matching theoretical to experimental wave propagation response. *Experimental mechanics*, vol 44, no 2, April, pp. 167-175 (2004).
- Choupin (2006) Choupin, L. Etude comparative du panda avec le dynamic cone penetrometer. Mémoire de master professionnel géologie de l'aménagement. Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand (2006)
- Claquin, (2003) C. Claquin, Etude du comportement de l'interface milieu granulaire et inclusion par une approche multi-échelle, Thèse Doctorale, Institut national des sciences appliqués de Lyon, (2003).
- Coddens et Odjikana (1994) Coddens et Odjikana. Contrôle du compactage des barrages en terre au pénétromètre dynamique léger. Mise au point et validation d'un mode opératoire en laboratoire. Mémoire d'ingénieur CUST, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand. (1994).



- Combarieu et Canépa (2001) Combarieu O., Canépa Y. The unload-reload pressuremeter test. Bulletin de liaison des LPC, n°233, juillet-août, pp. 37-67, (2001).
- Coyle et Gibson (1970) H.M. Coyle et G.C. Gibson, Empirical damping constants for sands and clays, ASCE, Journal of Soil Mechanics and Foundation Div. vol. 96, pp. 949-965 (1970)
- Cundall (1971) P.A. Cundall, A computer model for simulation progressive large scale movements in blacky rock systems, Proc. Of the symposium of the Inter. Society of rock mechanics (Nancy, France 1971), Vol. 1, paper no. II-8 (1971).
- Cundall (1974) P.A. Cundall, Rational design of tunnel supports. Tech. Report MRD2074, U.S. Army Corps of Engineers, (1974)
- Cundall and Strack (1979) P.A. Cundall, O.D.L. Strack, A discrete numerical model for granular assemblies. Geotechnique, n°29: pp 47-65, (1979).
- Daniel et al. (2005) C. R. Daniel; J. A. Howie; R. S. Jackson; et B. Walker, Review of Standard Penetration Test Short Rod Corrections, Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering ASCE, pp 489-497 (2005).
- Décourt (1989) Décourt, L. The Standard Penetration Test (SPT) – state of art Report. Proc. XII ICSMFE, vol.4, Rio de Janeiro, Bresil (1989).
- Deheeger (2002) Deheeger, F. Etude dynamique du choc dans le PANDA 2. Rapport de stage 2eme année IFMA. Clermont Ferrand, (2002).
- Deresiewicz (1958) Deresiewicz, H. Stress-strain relations for a simple model of a granular medium. J. Appl. Mech. 25(3), pp. 402 – 406 (1958).
- Diaz (2002) Diaz, E. Validation de la formule des Hollandais pour le PANDA II. Mémoire d'ingénieur CUST, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand (2002).
- El Hajj Hussein (2006) El Hajj Hussein A. Etude comparative des sables en vue d'affiner les courbes de calibration du PANDA. Mémoire d'ingénieur CUST, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand, (2006).
- Elaskar (2006) Elaskar, A. Développement d'une méthode de diagnostic et d'évaluation du potentiel des plates-formes ferroviaires. Mémoire d'ingénieur CUST, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand. (2006).
- Elias (2002) Dante Elias. Modelisacion y simulacion del impacto en la perforacion percusiva de rocas. Tesis doctoral. PUC-Chili (2002).
- EN 22476 Norme Européenne. Reconnaissance et essai géotechnique-Essais en place-Partie 2: Essai de pénétration dynamique (ISO/DIS 22476: 2002)
- Fairhurst (1961) Fairhurst, C. Wave Mechanics of Percussive drilling. Mine and Quarry Engineering, pp. 122-130; Avril 1961 pp169-178 et Juillet 1961 pp. 327-328 (1961).
- Fauquet (1995) Micromécanique des milieux granulaires approche numérique à l'aide de la MED. Memoire d'ingénieur CUST, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand (1995).
- Fischer (1959) H.C. Fischer, On Longitudinal Impact I et II Fundamental Cases Of One-Dimensional Elastic Impact Theories And Experiments, J. Appl. sci. Res. Section A, Vol, 8 (1959).
- Foray et al. (1995) Pierre Foray, Lech Balachowski, Hafid Bouguerra. Seminaire « De la géologie au calcul des ouvrages : Reconnaissance des propriétés mécaniques des terrains » Grenoble 6-10 Novembre (1995).
- Frank (1995) R. Frank, Fondations profondes. Techniques de l'ingénieur, Traité de construction. (1995)

- Frazer (1971) B. Frazer, Formulas de hinca dinámica, Revista de obras publicas de España, Diciembre, pp. 977-990 (1971).
- Galinie (1998) Galinie. Contrôle de compactage des remblais au pénétromètre dynamique léger. Validation du mode opératoire en laboratoire. Analyse statistique de résultats de chantiers. Mémoire d'ingénieur CUST, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand, (1998).
- Gamma et al. (2004) Hopkinson bar experimental technique: A critical review. ASME, Appl Mech rev vol 57, no 4, July (2004).
- Géotechnique (n°46) In memoriam au Professeur Jean Biarez. La lettre de la Géotechnique, le lien entre les géotechniciens francophones, Société Internationale de Mécanique des Sols et de la Géotechnique, n°46, Mars (2007).
- Gibson et Coyle (1968) G.C. Gibson et H.M. Coyle. Soil damping constants related to common soil properties in sands and clays (Bearing capacity for axially loaded piles). Texas A&M University, Research Report Number 125-1, Sept (1968).
- Glanville et al. (1938) Glanville, W.H. An Investigation of the Stresses in Reinforced Concrete Piles During Driving. Rapport N°20, British Building Research Stat ion, Londres (1938).
- Goble et al. (1975) Goble, G.G., Likins, G.E. et Rausche F. Bearing Capacity of piles from dynamic measurements. Final Report, Department of Civil Engineering, Case Western Reserve University, Cleveland, Ohio. (1975)
- Goble et al. (1996) Abou-matar, H., et Goble, G. G. SPT dynamic analysis and measurements. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 123(10), pp. 921–928 (1996).
- Goblet (1989) Goblet, O. Développement du pénétromètre automatique numérique dynamique et autonome (P.A.N.D.A.). Mémoire d'ingénieur CUST, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand (1989).
- Gonin (1978) Gonin, H. Etude théorique du battage des corps élastiques élançés et application pratique. Annales de l'ITBTP Série sols et Fondations n°155, Mai (1978)
- Gonin (1979) Gonin, H. Réflexions sur le battage des pieux. Revue Française de Géotechnique, n°9, p 41-50, (1979).
- Gonin (1996) Gonin, H. Du pénétromètre dynamique au battage de pieux. Revue Française de Géotechnique, n°76, p. 35-44, (1996).
- Gonin (1999) Gonin, H. La formule des Hollandais ou le conformisme dans l'enseignement. Revue Française de Géotechnique, n°87, p 35-42, (1999).
- Goubet (2001) Goubet, D. Batteuse automatique pour le pénétromètre dynamique léger PANDA. Document interne à Sol Solution, (2001).
- Gourvès (1991) Gourvès, R. Le PANDA – pénétromètre dynamique léger à énergie variable LERMES CUST, Université Blaise Pascal Clermont-Ferrand, (1991).
- Gourvès et al. (1995) Gourvès R., Richard B., Le pénétromètre dynamique léger PANDA, Proceeding of ECSMFE, Copenhagen, Denmark, pp 83 – 88, (1995).
- Gourvès et al. (1997) Gourvès R., Zhou S., The in situ characterization of the mechanical properties of granular media with the help of penetrometer, 3rd International conférence on micromécanique of granular média, Duram, 1997, pp 57 – 60, (1997).
- Gourvès et al. (1997) R. Gourvès, F. Oudjehane et S. Zhou, The in-situ characterization of mechanical properties of granular media with the help of penetrometers, Powders and Grains, pp. 57-60 (1997).

- Haddani (2005) Haddani, Y. Caractérisation et Classification des milieux granulaires par geondoscopie. Thèse de l'Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand. (2004).
- Hannigan et al. (1998) Hannigan, P.J., Goble, G.G., Thendean, G., Likins, G.E., et Rausche, F. Design and Construction of driven Pile Foundations. Workshop Manual – volume II. National Highway Institute. Rapport No FHWA-HI-97-013. 232 pp. (1998)
- Huang et Ma (1994) Huang AB, Ma MY. An analytical study of cone penetration test in granular material. Canadian Geotechnical Journal; vol 31: p. 91-103, (1994).
- Hussein et al. (2004) Hussein, M. et Goble, G.G. A brief history of the application of stress wave theory to piles. ASCE Conf. Proc. 142, 11 (2004)
- Imbault (1985) Imbault. Réalisation et Expérimentation d'un pénétromètre dynamique léger. Mémoire d'ingénieur CUST, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand (1985).
- Iqbal (2004) M. S. Iqbal, Discrete element modelling of cone penetration testing in coarse grain soils. Master of Science report, University of Alberta, (2004).
- Isaacs (1931) Isaacs, D.V. Reinforced Concrete Pile Formulae. Journal of the Institution of Engineers Australia, Volume 3, n°9, pp. 305-323, (193 1).
- Itasca (1997) Itasca Consulting Group, Inc. PFC2D Particle Flow Code in 2 dimensions, Manual. ICG, Minneapolis, Minnesota (1997)
- Jiang et al. (2006) Jiang, M.J., Yu, H.S., Harris, D.: Discrete element modelling of deep penetration in granular soils. Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech. 30(4), 335–361 (2006)
- Jiang et al. (2007) M. J. Jiang, D. Harris et H. H. Zhu, Future continuum models for granular materials in penetration analyses, Granular Matter, n°9, pp.97–108 (2007).
- Jung et Park (2005) Jung, B., Park, Y. Longitudinal Wave Decomposition in Time Domain with Single Point Axial Strain and Acceleration Measurements. Asia Pacific Vibration Conference (APVC), November 23–25, Malaysia, (2005)
- Juran et al. (1999) Juran I, Bocherel P., Schaack P., Rousset, A., A soil compaction Control Technology Assesment and demonstration, APWA International Public Congress, September, New York, (1999).
- Karlsson et al. (1989) Karlsson L.G., Lundberg B., Sundin K.G. Experimental study of a percussive process for rock fragmentation. Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr, n°26, pp.45-50 (1989).
- Kérisel (1961) Kérisel J. Portance des fondations dans des milieux sableux et variation de la force portante limite en fonction de la densité, de la profondeur, du diamètre et de la vitesse d'enfoncement. 5 th Int. Conf. S.M.F.E., vol. 11, pp.73-83, (1961).
- Khalaf et Briaud (1992) Khalaf, K et Briaud, J.L. Driven cone penetrometer for pile driving analysis. Offshore technology research center, December (1992).
- Kinloch et al. (2007) Kinloch, H., O'Sullivan, C. A micro-mechanical study of the influence of penetrometer geometry on failure mechanisms in granular soils, Advances in Measurement and Modeling of Soil Behavior - GSP 173, pp. 1-11 (2007)
- Kiousis (1988) Kiousis P. D., Voyiadjis G. Z., Tumay M. T. A large strain theory and its application in the analysis of the cone penetration mechanism. International Journal For Numerical and Analytical Methods In Geomechanics, Vol. 12, pp. 45-60 (1988).
- Kirsch et al. (2002) Kirsch, F. et Pläßmann, B. Dynamic methods in pile testing : Developments in measurement and Analysis. Deep Foundations : An International Perspective on Theory, Design, Construction, and Performance - GSP 116, pp. 868-882, (2002).

- Kovacs et Salomone (1982) Kovacs, W. D., and Salomone, L. A.. SPT hammer energy measurement. J. Geotech. Eng. Div., Am. Soc. Civ. Eng., pp. 599–620, (1982).
- Kulhawy et Mayne (1990) Kulhawy, F.H. et Mayne, P.W. Manual on estimating soil properties for foundation design. Electric Power Research Inst, Palo Alto, 306 p. (1990).
- Lebaupin (1996) Lebaupin. Contrôle de compactage des remblais en matériaux fins au pénétromètre dynamique léger. Validation d'un mode opératoire d'essais in-situ vers la mise au point d'une méthode de contrôle de chantier. Mémoire d'ingénieur CUST, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand (1996).
- Lefevre (1998) Lefevre. Validation du pénétromètre au contrôle de compactage et étude de son potentiel de développement en Thaïlande. Mémoire d'ingénieur CUST, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand (1998).
- Lei Wei (2004) Lei Wei, Numerical simulation and field verification of inclined piezocone penetration test in cohesive soils, Thèse de la Faculty of the Louisiana State University, (2004).
- Lepert, (1986) Lepert, Un exemple d'analyse de mesures effectuées lors du battage de pieux. Bulletin de liaison des LPC, (1986)
- Lepetit (2002) Lepetit, L. Etude d'une méthode de diagnostic de digues avec la prise en compte du risque de liquéfaction. Thèse de l'Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand (2002).
- Liang et Sheng (1993) R.Y. Liang et Y. Sheng, Wave Equation Parameters from Driven-rod Test, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119 (6), pp. 1037-1057, (1993).
- Lowery et al. (1968) L.L. Lowery, et T.J. Hirsch, A comparison of dynamic pile driving formulas with the wave equation, Research report 33-12, Piling behaviour, Texas transportation institute, (1968).
- Lundberg et Blanc (1988) Lundberg B., Blanc R.H., Determination of mechanical material properties from the two-point response of an impacted linearly viscoelastic rod specimen, J. Sound Vibration, vol. 137, pp. 483–493, (1988).
- Lundberg et Henchoz (1977) Lundberg B., Henchoz A., Analysis of elastic waves in non-uniform rods from two-point strain measurement, Experiment. Mech. vol. 17, pp. 213–218, (1977).
- Lunne et al. (1997) Lunne, T., Robertson, P.K., et Powell, J.J.M. Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice. Blackie Academic/Chapman-Hall Publishers, U.K. (1997)
- Magnan (1993) J.P. Magnan, Corrélations entre les propriétés des sols. Techniques de l'ingénieur, traité de Construction, C219, 10p, (1993).
- Magnan (1997) J.P. Magnan, Description, identification et classification des sols Techniques de l'Ingénieur, traité de Construction, C208, 14p, (1997).
- Magnan et Mestat (1997) J.P. Magnan et Ph. Mestat, Lois de comportement et modélisation des sols, Techniques de l'Ingénieur, traité de Construction, C218, 23p, (1997).
- Mayne (2001) P. Mayne, Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ tests, Proc. Int. Conf. on In-Situ Measurement of Soil Properties & Case Histories, Bali, Indonesia, pp. 27-48 (2001).
- Mayne et al. (1999) Mayne, P.W., Schneider, J.A., et Martin, G.K. Small and large-strain soil properties from seismic flat plate dilatometer tests. Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Vol. 1, Balkema, Rotterdam, pp. 419-426, (1999).
- Meunier (1974) J. Meunier, Contribution à l'étude des ondes et des ondes de choc dans les sols, Thèse doctorale, Université scientifique et médicale de Grenoble, (1974).

- Middendorp (2004) P. Middendorp, Thirty years of experience with the wave equation solution based on the method of characteristics. Seventh Int. Conf. on the application of stress wave theory to piles. Kuala Lumpur, Malaysia, (2004).
- Millieras (1997) Millieras. Application du PANDA au contrôle qualité des remblais autoroutiers de Thaïlande. Mémoire d'ingénieur CUST, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand (1997).
- Moreau (1999) Moreau, J. The non-smooth contact dynamics method. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 177(3-4), p. 235-257, (1999).
- Morgano et Liang (1992) Morgano, C. M., and Liang, R. Y. Energy transfer in SPT-rodlength effect. Proc., 4th Int. Conf. on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 121–127, (1992).
- Müller (1996) D. Müller, Techniques informatiques efficaces pour la simulation de milieux granulaires par des méthodes d'éléments distincts, Thèse doctorale Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, (1996).
- Nasreddine (2004) K. Nasreddine, Effet de la rotation des contraintes sur le comportement des sols argileux, Thèse doctorale, Ecole nationale des ponts et chaussées (2004).
- NF P 94-105 Reconnaissance et essai – Contrôle de la qualité du compactage – Méthode au pénétromètre dynamique à énergie variable – Principe et méthode d'étalonnage du pénétromètre – Exploitation des résultats – Interprétation.
- NF P 94-114 Géotechnique – Sols : Reconnaissance et essais – Essai de pénétration type A. Décembre, (1990).
- NF P 94-115 Géotechnique – Sols : Reconnaissance et essais – Essai de pénétration type B. Décembre, (1990).
- Odebrecht et al. (2005) E. Odebrecht; F. Schnaid; M. M. Rocha et G. de P. Bernardes, Energy Efficiency for Standard Penetration Tests, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE , Vol. 131 (10), pp. 1252-1263, (2005).
- Othman et al. (2001) R. Othman, M.N. Bussac, P. Colle, G. Gary, Séparation et reconstruction des ondes dans les barres élastiques et viscoélastiques à partir de mesures redondantes, C. R. Acad. Sci. Paris, t. 329, Série II b, p. 369–376, (2001).
- Oudjehane (1996) Oudjehane, F. Approche micromécanique d'un milieu granulaire sous sollicitation, non homogène, Thèse de l'Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand (1996).
- Paikowsky (1995) D. Paikowsky, Using dynamic measurements for the capacity evaluation of driven piles, Design Considerations, Civil Engineering Practice, pp. 61-76 (1995).
- Paikowsky et al. (1994) Paikowsky S.G., Regan J.E., et McDonnell J.J. 1994. A simplified field method for capacity evaluation of driven piles. Publication No. FHWA-RD-94-042, (1994).
- Park et Zhou (1999) S.W. Park et M. Zhou, Separation of elastic waves in split hopkinson bars using one-point strain measurements, J. Experimental Mechanics, pp. 287-294 (1999).
- Philipponnat et al. (2007) Philipponnat G., Hubert B. Fondations et ouvrages en terre. Paris, Eyrolles, 548 p.
- Pile Dynamics (2003) Pile dynamics Inc. GRLWEAP wave equation analysis of pile driving. Procedures and models. GRLWeap (2003).
- Poix (1990) Poix. Etude et mise au point d'un pénétromètre automatique numérique dynamique autonome (P.A.N.D.A.). Mémoire d'ingénieur CUST, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand (1990).

- Quibel (1989) Quibel A., Contrôle de compactage des remblais au moyen du pénétrodensitographe LPC le PDG 1000, Rapport des LPC, Rouen (1989).
- Rahim et al. (2004) Ashraf Rahim, S. N. Prasad et K. P. George. Dynamic cone penetration resistance of soils—theory and evaluation. GeoTrans 2004 Los Angeles, California (2004),
- Rausche et al. (1972) Rausche, F., Moses, F. et Goble, G.G. Soil Resistance predictions from pile dynamics. Journal of the soil mechanics and foundations division, ASCE. (1972).
- Rausche et al. (1985) Rausche F., Goble, G.G. et Likins, G.E. Dynamics Determination of Pile Capacity. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, vol 111, N°3, pp 367-383 (1985).
- Révol (2005) Révol, G. Mise au point d'une méthode de diagnostic des plates-formes SNCF. Mémoire d'ingénieur CUST, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand (2005).
- Robertson (1998) Robertson P.K., Wride C.E. Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. Canadian Geotechnical engineering, n°35, pp. 442-459 (1998).
- Robertson et al. (1983) Robertson P. K., Campanella R.G. Interpretation of cone penetration tests. Part T : Sand, CGJ, Ottawa, Vol. 20, n°4, November, pp. 718-733. (1983).
- Robertson et al. (1986) Robertson P.K., Campanella R.G., Gillespie D., Rice A. Seismic C.P.T. to measure in situ shear wave velocity. J. of Geotechnical Eng., ASCE, Vol. 112, n°8, (1986).
- Rossi et al. (2005) P. Rossi, L. Gavois et G. Raoul, Propriétés des matériaux naturels, Techniques de l'Ingénieur, traité de Construction, Doc. C 5-360, (2005).
- Salgado et al. (2007) Salgado, R. and Prezzi, M., Computation of Cavity Expansion Pressure and Penetration Resistance in Sands. Int. J. Geomech. vol. 7, pp. 251-265 (2007).
- Sanglerat (1971) Sanglerat G.. Pénétromètre statique et dynamique. Le pénétromètre statique et la prévision des tassements. Recueil de conférences du Séminaire du C.A.S.T. sur les essais in situ, I.N.S.A. Lyon. (1971)
- Schmertmann (1978) Schmertmann J.H. Guidelines for CPT in: Performance and Design, U.S. Dept. of transportation, FHA, Washington D.C. (1978).
- Schmertmann et Palacios (1979) Schmertmann, J.H. et Palacios, A. Energy Dynamics of SPT. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, n°G T8. pp 909-926 (1979).
- Schnaid (2005) Schnaid, F. Geo-caractérisation et propriétés des sols naturels pas essais in-situ. Federal University of Rio Grande do Sul, Brazil (2005)
- Seed (1979) H.B. Seed. Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for level ground during earthquakes, J. Geotech. Eng., ASCE, 105 (2), pp. 201-255, (1979)
- Seed et al. (1985) Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F., and Chung, R. M. The Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations. J. Geotech. Eng., 111(12), pp. 1425–1445, (1985).
- Shahrour et Gourvès (2005) Shahrour, I. et Gourvès, R. Reconnaissance des terrains in situ. Mécanique et ingénierie des Matériaux. Ed. Lavoisier, (2005)
- Sjoblom et al. (2002) D. Sjoblom, J. Bischoff et K. Cox, SPT Energy measurements with the PDA, Proc. Conf. Geophysics 2002. FHWA, 9p (2002).
- Skempton (1986) Skempton, A. W. Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. Geotechnique, 36(3), pp. 425–447 (1986).
- Smith (1962) Smith, E.A.L. Pile-Driving Analysis by the Wave Equation. American Society of Civil Engineer. Paper No. 3306, Volume 127, Partie I. pp 1145-1193 (1962)

Sol Solution (2001)	Sol-Solution. Notice d'utilisation logiciel PANDA WIN 2. (2001)
Sol Solution (2004)	Sol Solution. Panda News : Lettre informative périodique pour les professionnels de la mécanique des sols de faible profondeur. n°7. (2004).
Sy et al. (1991)	Sy, A. et Campanella, R.G. An alternative Method of Measurement SPT Energy. Proceeding of the 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Engineering and Soil Dynamics, pp 499-505, (1991).
Sy et Campanella (1991)	Sy, A. et Campanella, R.G. An alternative Method of Measurement SPT Energy. Proceeding of the 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Engineering and Soil Dynamics, pp 499-505, (1991).
Tanaka et al. (2000)	Tanaka H., Momozu M., Oida A., Yamazaki M. Simulation of soil deformation and resistance at bar penetration by the Distinct Element Method. Journal of Terramechanics, 37, pp. 41-56, (2000).
Tcheng (1962)	Tcheng Y. Fondations profondes en milieu pulvérulent à diverses compacités. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Série : Sols et Fondations, pp. 332-360 (1966).
Timoshenko et Goodier (1961)	Timoshenko, S., Goodier, J. Théorie de l'Elasticité. Ed. Mc Graw-Hill (1961).
Tokimatsu (1988)	Tokimatsu, K. Penetration Test for Dynamic Problems. Tokio Institute of Thecnologie, Japan. (1988).
Vachon (1998)	Vachon C., The development and use of the PANDA in the United Sates, Mémoire d'ingénieur CUST, Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand (1998).
Van der Berg (1994)	Pieter Van der Berg. Analysis of soil penetration. Thèse doctorale, Technische Universiteit Delft (1994).
Vénuat (2004)	Vénuat, S. Etude et amélioration des formules de battage des pénétromètres dynamiques légers type PANDA. Mémoire d'ingénieur CUST, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand (2004).
Verruijt (2005)	A. Verruijt, Soil Dynamics, Delft University of technology, (2005).
Vesic (1972)	Vesic A. S. Expansion of cavities in infinite soil mass. Journal of Soil Mechanics, ASCE 98, pp. 265-290, (1972).
XP P 94 105	Reconnaissance et essai – Contrôle de la qualité du compactage – Méthode au pénétromètre dynamique à énergie variable – Principe et méthode d'étalonnage du pénétromètre – Exploitation des résultats – Interprétation.
Yanagihara (1978)	N. Yahagihara, New Measuring Method of Impact Force, Bulletin of the JSME, Vol.21 (157), July, (1978).
Yokel (1982)	F.Y.Yokel, Energy Transfer Mechanism in Standard Penetration Test, Journal of the soil mechanics and foundation Division, ASCE, vol. 108, pp 1107-1202, (1978).
Zhao et Gary (1997)	Zhao H., Gary G., A new method for the separation of waves. Application to the SHPB technique for an unlimited measuring duration, J. Mech. Phys. Solids 45 pp. 1185–1202 (1997).
Zhou (1997)	Zhou, S. Caractérisation des sols de surface à l'aide du pénétromètre dynamique léger à énergie variable type PANDA. Thèse de l'Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand (1997).





[illegible]

## Résumé

Par le caractère hétérogène des sols présents en surface, le dimensionnement et la construction de fondations et de structures demandent une bonne connaissance du comportement mécanique du sol et de sa variabilité spatiale. Les essais in-situ constituent ainsi des outils précieux et parmi eux, les plus couramment utilisés à travers le monde sont les pénétromètres dynamiques. Toutefois, ils ne permettent d'obtenir que quelques informations sur le sol, plus particulièrement la résistance de pointe. De même, ce sont des appareils qui n'ont pas bien évolué et demeurent une technique un peu ancienne et rustique dont l'interprétation reste encore empirique.

La réduction importante en taille et en coût des capteurs et de l'instrumentation associée permet à l'heure actuelle de mesurer des phénomènes physiques ayant lieu dans des conditions de travail singulières et inconcevables il y a quelques années, tels que le battage dans le sol d'un pénétromètre.

C'est dans cet esprit qu'a été développé ce présent travail à partir de l'essai de pénétration dynamique Panda (*Gourvès, 1991*). L'objectif de ce travail est de concevoir et de développer de manière simple et économique un pénétromètre dynamique équipé de différents capteurs permettant d'une part d'obtenir la résistance de pointe et d'autre part de déterminer, par l'analyse des signaux enregistrés lors d'un choc, des paramètres supplémentaires gouvernant le comportement en déformation du sol mis en jeu pendant l'enfoncement du cône. Pour ce faire, nous avons retenu une méthodologie de travail pluridisciplinaire qui combine l'approche analytique, numérique et expérimentale.

Ce mémoire a été ainsi structuré en quatre parties suivies d'une conclusion générale :

- dans un premier temps, nous présentons un bref aperçu sur les techniques de reconnaissance géotechnique et plus particulièrement celle des essais de pénétration dynamique, telle que le Panda.
- La deuxième partie est consacrée au développement et à la validation d'un nouveau pénétromètre : le Panda 2. Sur cette nouvelle version, l'énergie de battage est mesurée par le biais de jauges de déformation installées dans la tête du pénétromètre. L'interprétation et l'exploitation de mesures reposent ainsi sur la théorie de propagation unidirectionnelle d'ondes.
- La troisième partie constitue le cœur de notre travail. Elle porte sur la conception, le développement et la validation d'un appareil permettant de reconstruire, à partir de l'analyse des signaux, la courbe charge-enfoncement dynamique en pointe pour chaque coup de marteau fourni lors du battage. Pour ce faire, le découplage des ondes se propageant dans les tiges s'avère nécessaire. Une méthodologie d'exploitation de la courbe charge-enfoncement est proposée permettant ainsi de déterminer des paramètres tels que la résistance statique, le module sécant de déformation, le coefficient d'amortissement et la célérité des ondes dans le sol. Une série d'expériences et d'essais in-situ est présentée et leurs résultats sont comparés à ceux proposés dans la littérature.
- Enfin, la dernière partie est consacrée à la simulation numérique par éléments discrets (2D et 3D) de l'enfoncement pénétrométrique dans des milieux granulaires purement frottants. Nous nous intéressons plus particulièrement à l'étude de la relation entre la densité du milieu et la résistance en pointe. Les résultats obtenus sont confrontés à des études expérimentales réalisées au sein d'une chambre d'étalonnage. Ce modèle constitue ainsi une première étape vers des modélisations futures du phénomène de battage pénétrométrique nous permettant de mieux comprendre et de relier l'information contenue dans les signaux mesurés lors du battage et le comportement du sol autour du cône.

**Mots clés :** reconnaissance de sols – pénétromètre dynamique – propagation d'ondes – analyse des signaux - découplage d'ondes – courbe charge/enfoncement dynamique – modélisation par éléments discrets - Panda 3.